

ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR PE VIENTOS PACÍFICO VERDE, CONSTITUCIÓN. REGIÓN DEL MAULE. CHILE

AUTOR	**CLIENTE**
GHM CONSULTORES GEOTÉCNIA HIDROGEOLOGÍA MEDIOAMBIENTE ISO 9001	Parque eólico Vientos Pacífico Verde
Geotecnia, Hidrogeología y Medioambiente Consultores Chile Ltda. Padre Mariano 391 Oficina 704 Providencia, Santiago de Chile, +56 2 2946 4219 Chile	**Vientos del Pacífico Verde SpA** Avda. Presidente Riesco 5711, Oficina 1101 Las Condes, Región Metropolitana Santiago, Chile

GHM CONSULTORES SL.		REVISADO	FECHA
PREPARADO POR:	LNP	R01	03-11-2022
PREPARADO POR:	JSM	R01	04-11-2022
REVISADO POR:	JSH	R01	07-11-2022
APROBADO:	GGM	R01	07-11-2022

064/24

Santiago de Chile, 7 de noviembre de 2022

Contenido

1 INTRODUCCION Y OBJETO 18

2 ENCUADRE GENERAL Y ANTECEDENTES 19

2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO Y LOCALIZACIÓN 19

2.2 DOCUMENTACION DISPONIBLE Y BIBLIOGRAFIA 22

2.3 NORMATIVA DE REFERENCIA 23

3 TRABAJOS REALIZADOS 24

3.1 SONDAJES 24

3.1.1 Ejecución de sondajes 25

3.1.2 Realización de ensayos SPT y toma de Testigos Parafinados (TP) 27

3.1.3 Descripción litológica y geomecánica de los sondajes 31

3.1.4 Instalación de tubería piezométrica y nivel freático medido en los sondajes 32

3.2 CALICATAS 33

3.2.1 Metodología 34

3.2.2 Tabla de coordenadas y longitudes alcanzadas 35

3.2.3 Descripción litológica y geomecánica 36

3.3 GEOFISICA 37

3.3.1 Ensayo MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES) 37

3.3.1.1 Metodología 38

3.3.1.2 Tabla de coordenadas 41

3.3.1.3 Tabla de resultados 42

3.3.2 Ensayo sondaje eléctrica vertical (SEV) 47

3.3.2.1 Metodología 47

3.3.2.2 Tabla de coordenadas 48

3.3.2.3 Tabla de resultados 49

3.3.3 Ensayo de Resistividad térmica 51

3.3.3.1 Metodología 51

3.3.3.2 Tabla de coordenadas 55
3.3.3.3 Tabla de resultados 55
3.4 ENSAYOS DE PLACA DINÁMICA 57
3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO 62
4 GEOLOGIA 69
4.1 Fisiografía y Geomorfología 69
4.2 Geología general 70
4.2.1 Paleozoico 71
4.2.2 Mesozoico 72
4.2.3 Cenozoico 72
4.2.4 Cuaternario 73
4.3 Geología local 75
4.3.1 Unidades Geológicas investigadas. 77
5 DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES 80
5.1 Unidad UG-0, TIERRA VEGETAL 85
5.2 UNIDAD UG-1. ARCILLA CON PROPORCIÓN VARIABLE EN ARENA 86
5.2.1 Ensayos de caracterización geotécnica-resistencia 87
5.2.2 Ensayos de caracterización geoquímica 88
5.2.3 Parámetros geotécnicos 88
5.3 UNIDAD UG-2. ARENA Y ARCILLA CON PROPORCIÓN VARIABLE EN ARENA 88
5.3.1 UG2a. Arena. No plástica. Compacidad medianamente densa. 88
5.3.1.1 Ensayos de caracterización de la resistencia 89
5.3.1.2 Ensayos de caracterización geoquímica 90
5.3.1.3 Parámetros geotécnicos 92
5.3.2 UG2b. Arcilla. Plástica. Consistencia moderadamente firme. 92
5.3.2.1 Ensayos de caracterización de la resistencia 93
5.3.2.2 Ensayos de caracterización expansividad 94

5.3.2.3 Ensayos de caracterización geoquímica....94
5.3.2.4 Parámetros geotécnicos....96
5.4 UNIDAD UG-3. ARENA DENSA....96
5.4.1 Ensayos de caracterización de resistencia....97
5.4.2 Ensayos de caracterización geoquímica....98
5.4.3 Parámetros geotécnicos....99
5.5 UNIDAD UG-4. ARENA DENSA Y ARCILLA DURA....100
5.5.1 UG4a. Arena. No plástica. Compacidad muy densa....100
5.5.1.1 Ensayos de caracterización de la resistencia....101
5.5.1.2 Parámetros geotécnicos....102
5.5.2 UG4b. Arcilla arenosa. Consistencia muy dura....102
5.5.2.1 Ensayos de caracterización de la resistencia....103
5.5.3 Ensayos de caracterización expansividad....104
5.5.3.1 Ensayos de caracterización geoquímica....105
5.5.4 Parámetros geotécnicos....107
5.6 UNIDAD UG-5. ROCA....107
5.6.1 Ensayos de caracterización de la resistencia....108
5.7 UNIDAD RESUMEN PARAMETROS GEOTECNICOS....111
6 HIDROGEOLOGIA....112
6.1 HIDROGEOLOGÍA....112
6.1.1 Hidrogeología regional....112
6.1.2 Hidrogeología local y Nivel freático....115
7 SISMICIDAD REGIONAL....118
7.1 Determinación de las fuentes sísmicas....120
7.2 Peligro sísmico regional....120
7.2.1 Determinación de las Fuentes Sísmicas....121
7.3 Normativa y sismicidad....122

7.4 Aplicaciones y tipo de suelo sísmico....123
7.4.1 Aplicaciones sísmicas....123
7.4.2 Tipo de suelo y parámetros sísmicos....125
7.5 Zonificación sísmica....127
7.6 Aceleración sísmica efectiva....127
8 ANALISIS DE INGENIERIA....128
8.1 Caracterización geotécnica....128
8.2 Unidades geotécnicas y parámetros de referencia....129
8.3 Excavabilidad....130
8.4 Criterios de caracterización de materiales para su reutilización....132
8.5 Aprovechamiento de materiales....136
8.5.1 Análisis de resultados....136
8.5.2 Mejoramiento del terreno....140
8.6 Estabilidad de taludes....141
8.6.1 Desmontes....141
8.6.2 Terraplenes....150
8.7 Condiciones de cimentación....151
8.7.1 Análisis de licuefacción....151
8.7.2 Cimentaciones elementos del parque....159
8.7.2.1 Cimentación aerogenerador....160
8.7.2.2 Cimentación subestación y línea de transmisión....163
8.8 Agresividad....165
8.9 Riesgos geológico - geotécnicos....166
8.9.1 Resumen de peligros y riesgos....171
9 CONCLUSIONES....173
9.1 Unidades Geotécnicas....174
9.2 Excavabilidad y aprovechamiento de materiales....175

9.3 Agresividad....176

9.4 Licuefaccion, condiciones de cimentación....176

9.5 Sismicidad....177

9.6 Taludes....178

9.7 Riesgos Geológicos....178

10 RESUMEN....180

Tabla 1. Coordenadas y profundidades alcanzadas durante la ejecución de los sondajes para el PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H). 27

Tabla 2. Relación de toma de muestras de Testigos Parafinados (TP), ensayos SPT (golpeos y profundidad) realizados en el interior de los sondajes del PE VPV. 29

Tabla 3. Tabla informativa de la relación entre los valores de N_{SPT} y resistencia de un suelo. ..31

Tabla 4. Medidas del nivel de agua durante la perforación en los sondajes realizados para el PE VPV. 33

Tabla 5. Medidas del nivel freático en los sondajes realizados para el PE VPV. Nota: N.F. tras la finalización de la campaña. 33

Tabla 6. Coordenadas y profundidades calicatas PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H). 35

Tabla 7. Coordenadas de inicio y fin de los ensayos MASW realizados para el PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H). 42

Tabla 8. Distribución de velocidades Vs en profundidad a partir de ensayo MASW. PE VPV. ..44

Tabla 9. Correlación entre velocidad de onda Vs y el tipo de suelo, de acuerdo con el DS61...45

Tabla 10. Velocidades Vs_{10} y Vs_{30} obtenidas a partir de ensayo MASW. PE VPV.....46

Tabla 11. Coordenadas de los ensayos SEV PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H). 48

Tabla 12. Resultados de resistividad eléctrica PE VPV. $_{\rho}$e: Valores de resistividad eléctrica....49

Tabla 13. Coordenadas de los ensayos de resistividad térmica PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H). 55

Tabla 14. Resultados de los ensayos de resistividad térmica PE VPV. Conductividad térmica K (W/K·m). W: Humedad (%). Material: Sistema unificado de clasificación de suelos (A. Casagrande, 1948) (USCS). 56

Tabla 15. Ubicación y profundidad de las pruebas dinámicas de placa en el PE VPV. *Coordenadas UTM, según Datum WGS84 (Zona 19J)* 59

Tabla 16. Resultados de los ensayos de placa de carga dinámica y su correlación con el CBR in situ. 61

Tabla 17. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos. 64

Tabla 18. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. Ensayos Método hidrométrico. 65

Tabla 19. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. PREDIO PAHUIL. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos. 66

Tabla 20. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. PREDIO LA FLORA. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos. 67

Tabla 21. Definición de unidades geotécnicas. 81

Tabla 22. Relación empírica habitual de parámetros geotécnicos y densidad relativa en función del ensayo SPT. Foundation Analysis and Design, Joseph E. Bowles. Fith Edition Mc Graw Hill Education (India), 2012 Edition. 84

Tabla 23. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG1 en la PE VPV. 86

Tabla 24. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en

kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ν: coeficiente de Poisson.....88

Tabla 25. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-2a en la PE VPV. 89

Tabla 26. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ν: coeficiente de Poisson. 92

Tabla 27. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG2b en la PE VPV. 92

Tabla 28. Correlación del grado de expansividad de los suelos. 94

Tabla 29. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ν: coeficiente de Poisson.....96

Tabla 30. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG3 en PE VPV. 97

Tabla 31. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ν: coeficiente de Poisson. 100

Tabla 32. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-4a en la PE VPV. 101

Tabla 33. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ע: coeficiente de Poisson. 102

Tabla 34. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-4b en la PE VPV. 103

Tabla 35. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización de resistencia de los materiales de la UG4b en la PE VPV. 104

Tabla 36. Correlación del grado de expansividad de los suelos. 105

Tabla 37. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ע: coeficiente de Poisson. 107

Tabla 38. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; ע: coeficiente de Poisson. 110

Tabla 39. Resumen de parámetros geotécnicos 111

Tabla 40. Unidades Geotécnicas identificadas en cada sondaje-calicata, indicado su profundidad de aparición en cada sondaje-calicata. 111

Tabla 41. Medidas del nivel freático en los sondajes realizados para el proyecto PE VPV. Nota: N.F. inferido en perforación y medida del N.F. tras la finalización de la campaña. 116

Tabla 42. Medidas de niveles de agua observados durante la ejecución de los ensayos. Los códigos que comienzan en con “S” hacen referencia a sondajes, y los que comienzan con “C” a calicatas. 116

Tabla 43. Clasificación en función de la ocupación de los edificios y otras estructuras de acuerdo con la importancia del fallo en caso de sismo. Tabla 4.3 NCh 433 “Diseño sísmico de edificios”. 124

Tabla 44. Definición de tipos de suelo para cimentaciones, de acuerdo con el manual de carreteras Tabla 3.1004.308.B.....125

Tabla 45. Definición de tipos de suelo para cimentaciones según la NCh 433.....126

Tabla 46. Valores de los parámetros dependientes del tipo de suelo, según NCh 433 Tabla 6.3 126

Tabla 47. Zonificación sísmica VII Región. 127

Tabla 48. Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VIII, VIII, IX, X y Metropolitana. En rojo se enmarca el área de estudio. PE VPV. 127

Tabla 49. Unidades Geotécnicas identificadas en cada sondaje-calicata, indicado su profundidad de aparición en cada sondaje-calicata. 129

Tabla 50. Resumen de parámetros geotécnicos para las unidades geotécnicas definidas para PE VPV.....129

Tabla 51. Descripción del suelo en función de la velocidad de las ondas Vp. CNA (1993) y ASTM-D5777. 130

Tabla 52. Especificaciones de plasticidad para materiales de subbases y bases según el manual de carreteras chileno. 133

Tabla 53. Especificaciones para granulares según el manual de carreteras chileno. 134

Tabla 54. Rangos de valores de k para suelos granulares. Guía AASHTO 1998. 134

Tabla 55. “*Clasificación y uso del suelo en función del índice CBR*” propuesta por Assis, A. (1988). 135

Tabla 56. Clasificación de materiales y ensayos CBR realizados en los Predios La Flora y Pahuil para las UG2a y UG3. PE VPV. 137

Tabla 57. Reutilización de materiales para viales. PE VPV. 137

Tabla 58. Resumen de resultados de análisis de estabilidad de taludes en cortes. 150

Tabla 59. Características geotécnicas para los materiales de relleno de los terraplenes. 151

Tabla 60. Cálculo de carga admisible para UG-2a, UG-2b, UG-3 y UG-4a, a largo plazo. 162

Tabla 61. Cálculo de carga admisible para UG-2b a corto plazo. 163

Tabla 62. Clasificación de los tipos de suelo por Transelec. 164

Tabla 63. Parámetros geotécnicos adoptados para suelos de Transelec. En rojo subestación (SET), en verde LMT. 164

Tabla 64. Tabla resumen de riesgos geológicos en la zona de estudio. (*) El riesgo sísmico se analiza en el apartado correspondiente del informe. 172

Figura 1. Localización general del proyecto PE VPV al sur de Constitución (Fuente: Google Earth). 20

Figura 2. Emplazamiento local de los aerogeneradores e investigaciones previstos en el PE VPV (Fuente: Google Earth). 21

Figura 3. Equipo empleado para la realización de los sondajes geotécnicos en el PE VPV (Rolatec modelo Tp50d). 25

Figura 4. Ubicación de los sondajes realizados para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV. Posiciones indicadas en color azul. 26

Figura 5. Gráfica NSPT corregido en relación con la profundidad para los sondeos realizados en PE VPV. 30

Figura 6. Retroexcavadora utilizada en la ejecución de las calicatas. 34

Figura 7. Equipo empleado para la realización de los ensayos MASW en el PE VPV. 39

Figura 8. Curva de dispersión PG-1. PE VPV. 40

Figura 9. Velocidad de Onda de Corte de los perfiles geofísicos del proyecto PE VPV. 41

Figura 10. Ubicación de los ensayos MASW realizados para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV. 42

Figura 11. Configuración de ensayo de resistividad eléctrica de suelo mediante método Schlumberger. 47

Figura 12. Distribución de SEV PE VPV (Imagen de Google Earth). 49

Figura 13. Representación gráfica tipo de las variaciones de temperatura registradas durante un ensayo de conductividad térmica. 52

Figura 14. Ubicación de los ensayos de resistividad térmica para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV. (Imagen de Google Earth). 55

Figura 15. Ubicación de los ensayos de placa dinámica realizados para PE VPV. 59

Figura 16. Correlación Evd – CBR según la DIN 18134 (2012).....60

Figura 17. Mapa geomorfológico, Börgel 1983. Área del proyecto demarcada en rojo.....69

Figura 18. Sección Mapa Geológico de la Región del Maule. A partir del 1.1000.000 del Sernageomin, 2002, (Extraído de Aravena (2012). En rojo, área de y adyacente al proyecto…71

Figura 19. Mapa geológico del sector costero de la región del Maule, entre 35º30'S a 35º 50' S, basado en García & Valdivia (1970), Esco bar et al. (1977), Cecioni (1983) y SERNAGEOMIN (2003). 74

Figura 20. Mapa tectónico regional de Chile. Localización de la zona de estudio demarcada en rojo. 75

Figura 21. Mapa geológico 1:1.000.000 Sernageomin. 76

Figura 22. Mapa geológico local de la zona con la ubicación de los aerogeneradores y estudios. A la izquierda predio la Flora, a la derecha forestal Pahuil. 77

Figura 23. Curva de degradación de módulo. 83

Figura 24. Correlación entre velocidad de onda Vs y el tipo de suelo, de acuerdo con la norma chilena NCh433. 85

Figura 25. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5. 91

Figura 26. Tabla D.22 del CTE y la EHE. 91

Figura 27. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5. 95

Figura 28. Tabla D.22 del CTE y la EHE. 96

Figura 29. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5. 99

Figura 30. Tabla D.22 del CTE y la EHE. 99

Figura 31. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5. 106

Figura 32. Tabla D.22 del CTE y la EHE. 107

Figura 33. Carta para determinación del GSI 109

Figura 34. Mapa “Acuíferos VII Región. Distribución geográfica de acuíferos SHAC y preliminares (Fuente DGA). 113

Figura 35. Mapa “Importancia Hidrogeológica Región del Maule”. Modificado Carta Hidrogeológica de Chile, 1986. (Fuente DGA). Zona de estudio demarcada en amarillo. 114

Figura 36. Tabla de permeabilidades (Custodio y Llamas 1984). 117

Figura 37. Corte de la subducción chilena en el paralelo 33,5°S, donde se ha marcado la posición de las placas de Nazca (color azulado) y la placa Sudamericana (color verde). Cada punto marca la posición de un sismo, independiente de su magnitud o fecha de ocurrencia. Se han marcado las principales fuentes sismogénicas en la zona de estudio: (a) interplaca tipo thrust, (b) intraplaca de profundidad intermedia, (c) corticales y (d) outer-rise. 119

Figura 38. Probabilidades de que ocurra un terremoto de magnitud superior a 7,0-7,5 para el período comprendido entre 2004-2024. Para su determinación, se consideraron las siguientes distribuciones: (A) Poisson, (B) Weibull, determinada mediante mínimos cuadrados, y (C) Weibull, determinada mediante máxima verosimilitud (Susa, 2004). Como referencia, en azul se marca la ubicación aproximada de Santiago, y en rojo el área próxima a la zona de proyecto. 121

Figura 39. Imagen satelital con los eventos telúricos ocurridos entre 1921 y 2021, con magnitudes desde 4,5 (USGS). PE VPV 122

Figura 40. Tabla de ripabilidad según tipo de material y Vp para maquinaria tipo D9R. 131

Figura 42. Clasificación AASHTO. Diseño de pavimento método AASHTO 96. 136

Figura 43. Ábaco en función de la situación de la línea de saturación. 143

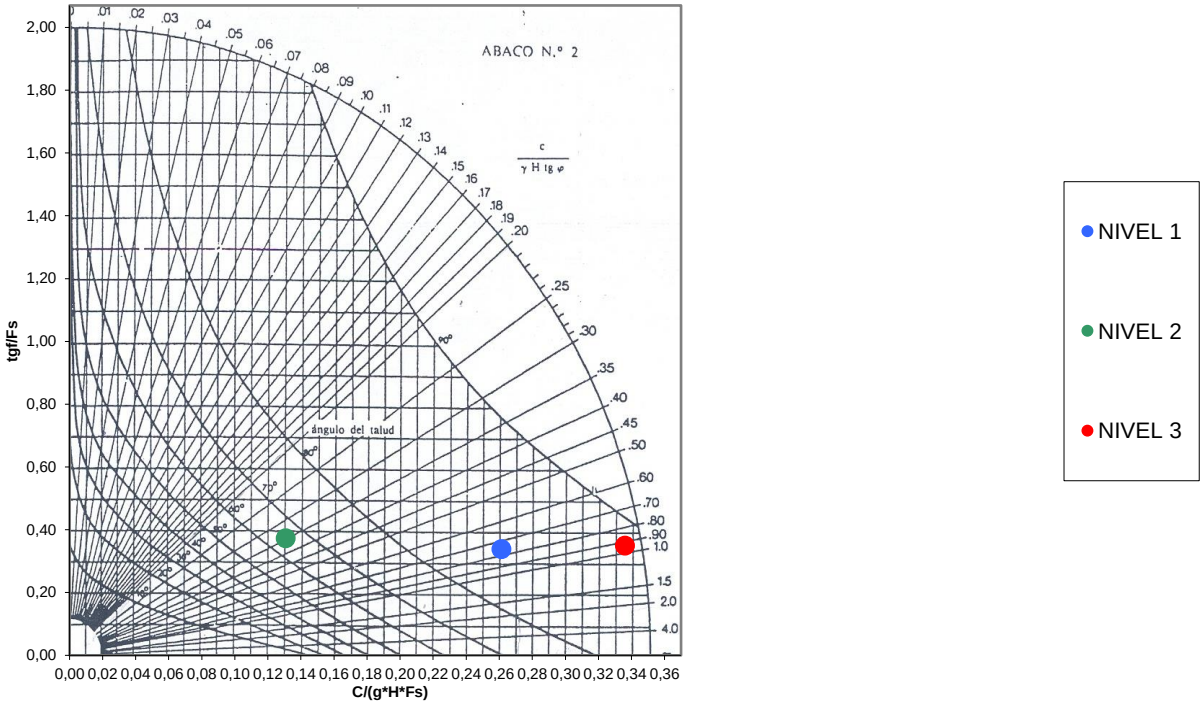


Figura 44. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul, UG2a en color verde y UG2b en color rojo. 144

Figura 45. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo. 145

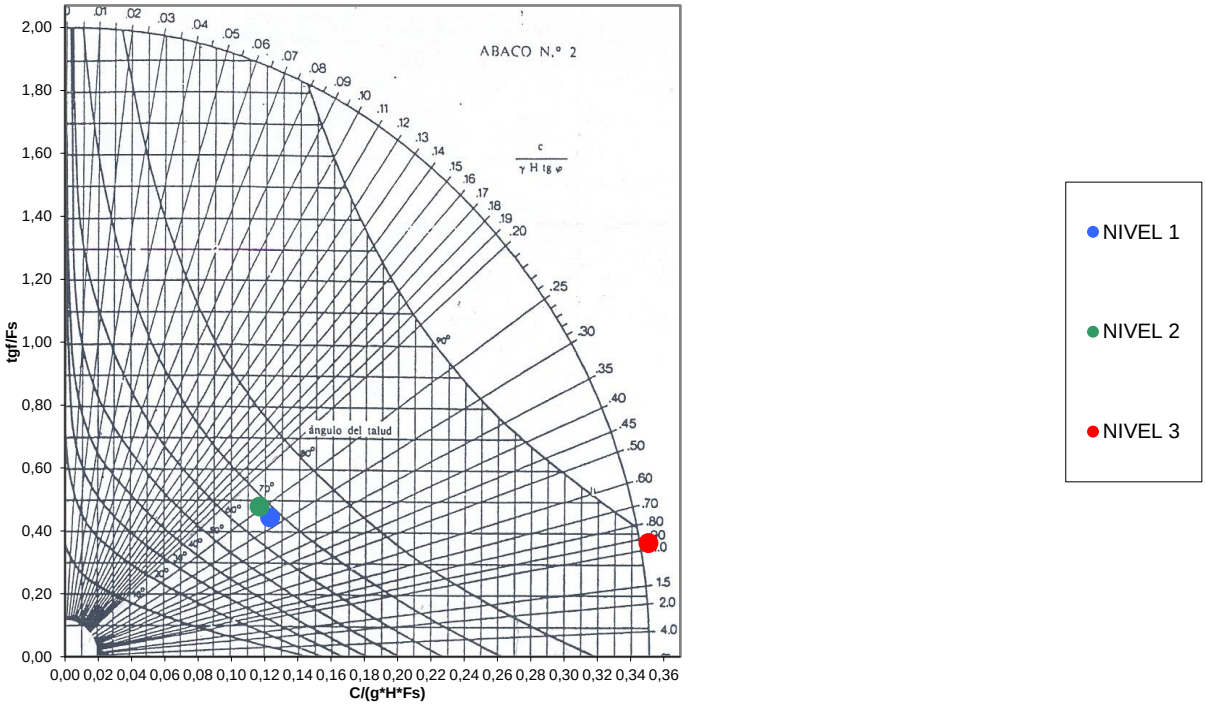


Figura 46. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul, UG4a en color verde y UG4b en color rojo. 145

Figura 47. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul y UG4a en color verde y UG4b en color rojo. 146

Figura 48. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul, UG2a en color verde y UG2b en color rojo. 146

Figura 49. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo. 147

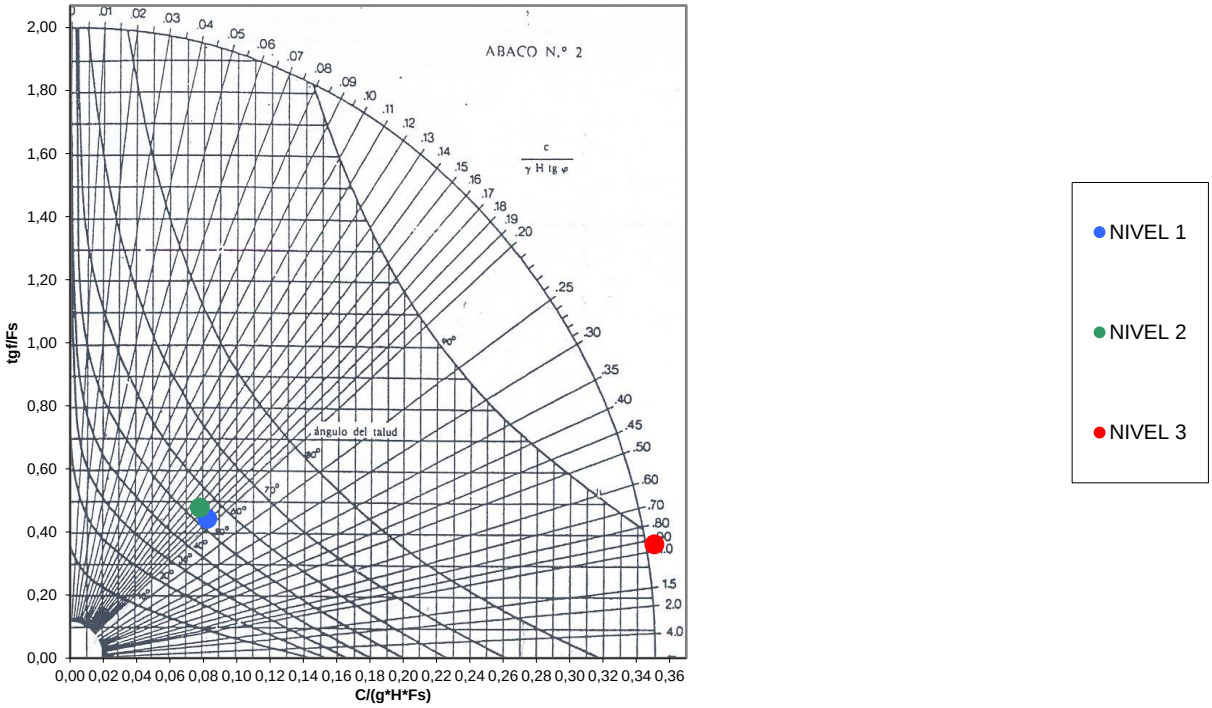


Figura 50. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul, UG4a en color verde y UG4b en color rojo. 148

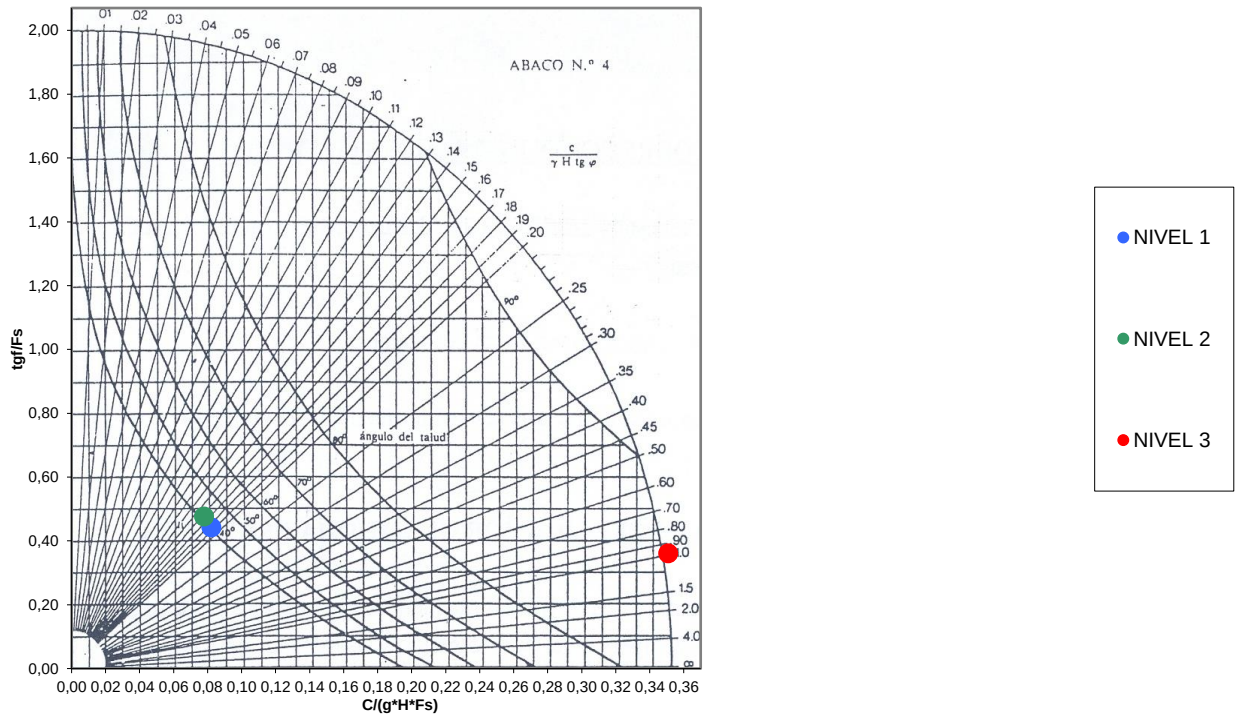


Figura 51. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo. 149

Figura 52. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5. 165

Figura 53. Tabla D.22 del CTE y la EHE. 166

Figura 54. Mapa con situación de los sondajes en relación a los principales cauces de inundación. 167

Figura 55. Riesgo de los volcanes activos de Chile, círculo azul representa la zona de estudio. Modificado de Ranking de Riesgo específico de volcanes activos de Chile (SERNAGEOMIN, 2019). 170

ANEJOS

ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES

ANEJO 2. REGISTROS DE SONDAJES

ANEJO 3. ENSAYOS GEOFÍSICOS MASW

ANEJO 4. ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEJO 5. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

1 INTRODUCCION Y OBJETO

La empresa Vientos Pacífico Verde SpA, adjudica la redacción del Estudio geológico-geotécnico a la empresa GHM Consultores Ltda. para el diseño preliminar de las cimentaciones de aerogenerador del Parque Eólico Vientos Pacífico Verde (VPV).

El presente trabajo ha sido realizado en la Comuna de Constitución, provincia de Talca en la Región del Maule (Chile). Los trabajos de campo se han ejecutado entre los días 23 de agosto al 14 de septiembre de 2022, bajo la supervisión de personal de GHM Consultores Chile Ltda.

El parque eólico VPV prevé la instalación de un total de 23 aerogeneradores separados, una subestación, caminos y línea de transmisión. El alcance de este estudio preliminar abarca investigaciones en la zona de la subestación y áreas del parque, concretamente cuatro (4) posiciones de aerogeneradores y viales.

El objetivo de los trabajos ha sido el reconocimiento geológico-geotécnico en terreno, así como los ensayos de laboratorio necesarios, para la emisión del Estudio Geotécnico preliminar correspondiente al Parque Eólico Vientos Pacífico Verde (PE VPV).

Específicamente, el trabajo se enfoca en:

- Describir las características geológicas y geotécnicas de forma general del suelo: litología, espesor estimado de cada unidad geotécnica, características físicas y mecánicas de los materiales encontrados en las posiciones investigadas.
- Determinar la estimación de la resistencia del suelo a distintas profundidades a través de ensayos in situ y en laboratorio.
- Reconocimiento de cimentaciones con cargas estáticas y sísmicas, movimientos de tierra y recomendaciones de cota de cimentación.
- En caso de detectarse, hacer la medición del nivel freático en las posiciones investigadas.
- Evaluación de los riesgos geológicos como el potencial de licuefacción y sísmico.
- Análisis sobre la posibilidad de reutilización de materiales en obra para cimentaciones.

2 ENCUADRE GENERAL Y ANTECEDENTES

2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO Y LOCALIZACIÓN

La zona objeto de estudio se encuentra ubicada a 32 Km al suroeste de la ciudad de Constitución, ubicado en la costa. El proyecto abarca dos predios, La Flora y Forestal Pahuil, separados aproximadamente 5 Km entre sí.

El proyecto se compone de diez (10) aerogeneradores en el predio La Flora y trece (13) aerogeneradores en forestal Pahuil, una subestación y una línea de transmisión.

La presente campaña consiste en la investigación y análisis de 4 posiciones de aerogeneradores, de acuerdo con el objetivo descrito, por medio de sondajes y geofísica. Adicionalmente, se han realizado calicatas en posiciones de aerogenerador, subestación y viales, así como placas de cargas para evaluación del estado de compactación del terreno natural, de cara a la construcción de los viales y caminos necesarios para el proyecto.

En lo referente a la ubicación, la zona de estudio corresponde a una zona costera, con una topografía prácticamente plana de terrazas marinas con unos pocos metros sobre el nivel del mar.

A continuación, se muestra el emplazamiento general y local del área de estudio. La ubicación detallada de los puntos de investigación y los resultados con representación cartográfica, se encuentran disponibles en el ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES.

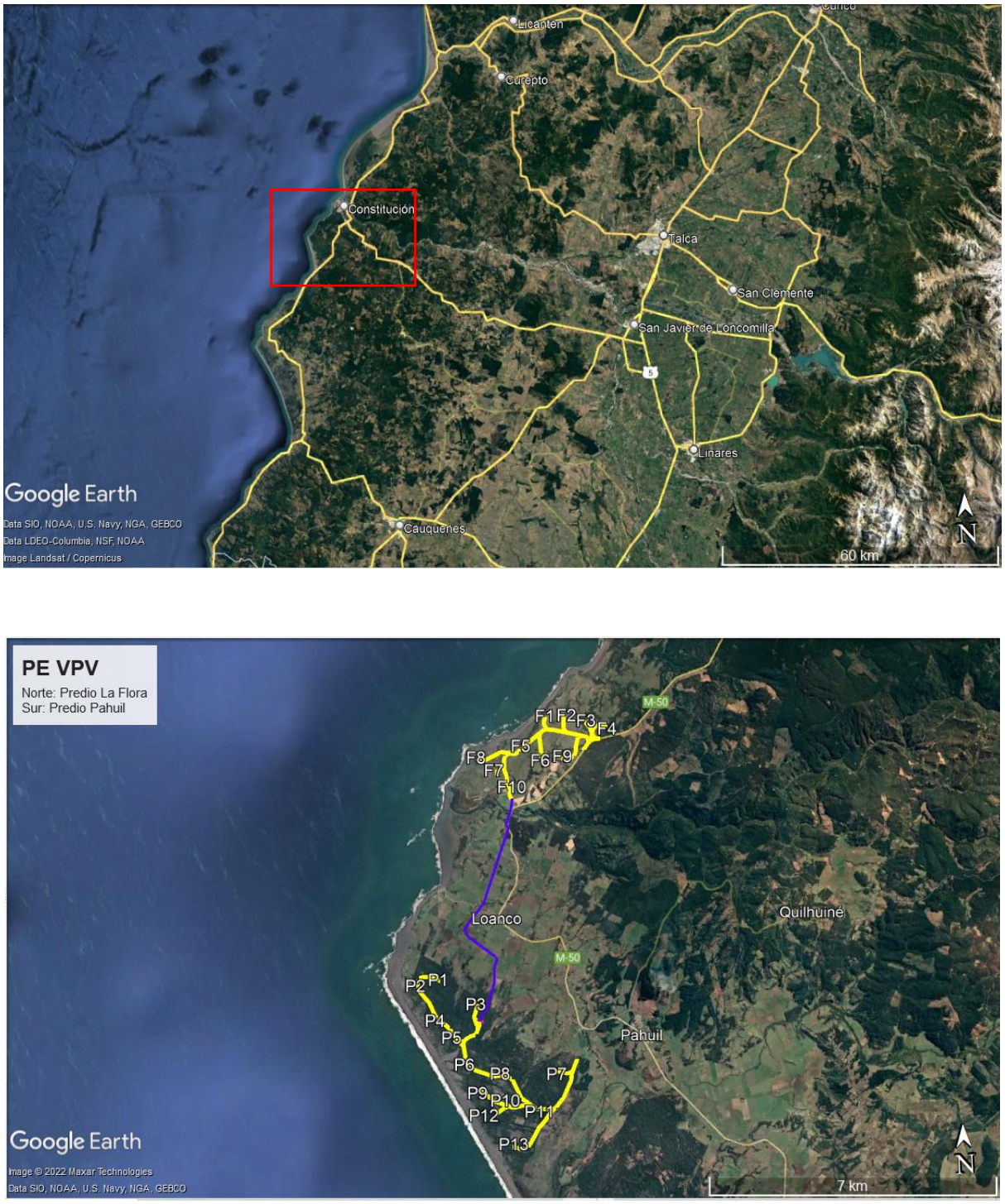


Figura 1. Localización general del proyecto PE VPV al sur de Constitución (Fuente: Google Earth).





Figura 2. Emplazamiento local de los aerogeneradores e investigaciones previstos en el PE VPV (Fuente: Google Earth).

2.2 DOCUMENTACION DISPONIBLE Y BIBLIOGRAFIA

El Parque Eólico Vientos Pacífico Verde no cuenta con información referente a estudios geotécnicos realizados con anterioridad en la zona en poder de GHM, a la fecha de la redacción del estudio.

La bibliografía consultada para la elaboración de este informe ha sido la siguiente:

- ASSIS A. 1988 “Clasificación y uso del suelo en función del índice CBR”.
- CTE Código Técnico de Edificación. 2009. Documento Básico, Seguridad Estructural. España.
- MANUAL DE CARRETERA DE CHILE. Dirección de vialidad. Edición 2021.
- JIMÉNEZ SALAS J.A; JUSTO ALPAÑES J.L. 1975 Geotecnia y Cimientos. Volumen 3.
- CUSTODIO E.; LLAMAS M.R. 1983. Hidrogeología subterránea Volumen I. Edición Omega.
- SERNAGEOMIN, 2003. Mapa Geológico de Chile: versión digital. Servicio Nacional de Geología y Minería, Publicación Geológica Digital, No. 4 (CD-ROM, versión1.0, 2003). Mapa escala 1:1.000.000.
- ESTRATIGRAFÍA Y PALEONTOLOGÍA DE LA FORMACIÓN QUIRIQUINA, EN LA LOCALIDAD DE LOANCO, REGIÓN DEL MAULE, CHILE CENTRAL Memoria para optar al título de Geóloga, Universidad Andrés Bello, 2018.
- DGA, S.D.T. N° 409, denominado “DIAGNÓSTICO DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS DE LA REGIÓN DEL MAULE” editado en 2018.
- SERNAGEOMIN. (2019). Ranking de riesgo específico de volcanes activos de Chile 2019. Ministerio de Minería.
- Urrutia, R. & Lanza, C., 1993. Catástrofes en Chile 1541-1992. 1° Edición ed. Santiago, Chile: Editorial La Noria.
- Vargas, V. y otros, 2011. Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 M 8.8 earthquake in Central Chile. s.l.:Andean Geology.
- Paskoff, R. & Manríquez, H., 2004. Las dunas de las costas de Chile. s.l.:Institute Geográfico Militar de Chile.

2.3 NORMATIVA DE REFERENCIA

La normativa de referencia para la redacción del presente estudio geotécnico toma como base la normativa específica chilena, así como otra de ámbito internacional, de uso común en geotecnia. Entre ella, se destaca:

- NCh 1508:2014 “Estudio de mecánica de suelos”.
- Manual de Carreteras Vol. 8: ESPECIFICACIONES Y MÉTODOS DE MUESTREO, ENSAYE Y CONTROL.
- NCh 433 “Diseño Sísmico de edificios” 2012.
- Decreto Supremo Nº 61. Ministerio de vivienda y Urbanismo año 2011.
- ASTM D1586-11 “Standard Test Method for SPT” o NCh 3364:2014 “Geotecnia-Ensayo de Penetración Estándar”.
- NCh 170:2016 “Hormigón- Requisitos generales”.
- Especificaciones Técnicas Generales: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA FUNDACIONES DE SUBESTACIONES Y DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN -A.0.10 Mod. 2 de TRANSELEC.

3 TRABAJOS REALIZADOS

Para la realización del presente estudio, se ha diseñado una campaña geotécnica preliminar encaminada a la obtención de las características geológico-geotécnicas del sustrato basada en la ejecución de ensayos geotécnicos y geofísicos in situ y recogida de material para su análisis en laboratorio.

En primer lugar, se ha realizado una inspección técnica del terreno por geólogos de GHM Consultores caracterizando en detalle las condiciones del terreno y la idoneidad de los ensayos a realizar.

La zona de estudio se encuentra en una región de moderada pluviosidad que condiciona la accesibilidad a los diferentes emplazamientos, aunque la topografía es plana y suave. Una vez revisados los diferentes puntos de investigación propuestos y verificada su accesibilidad para los equipos de trabajo, se han llevado a cabo diferentes actividades para completar este estudio, todas ellas centradas en establecer las principales características del sustrato geológico-geotécnico.

Este informe tiene carácter final tras encontrarse disponibles todos los ensayos de laboratorio.

3.1 SONDAJES

Se han realizado un total de cuatro (4) sondajes mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo, distribuidos en las parcelas de estudio, en los puntos establecidos para el emplazamiento de futuros aerogeneradores, concretamente en las posiciones SF-08 y SF-09 en predio La Flora, y SP-02 y SP-09 en forestal Pahuil.

La nomenclatura utilizada para la denominación de los sondajes ha sido con las letras SF (Flora) o SP (Pahuil), seguida del número del aerogenerador objeto de estudio.

Todos los sondajes se han realizado en las coordenadas facilitadas por VPV, a partir del diseño entregado.

Las profundidades alcanzadas en tres de ellos han sido de 25 m, salvo en el PS-09 donde se ha llegado a 30m, con un total de 105 m perforados.

La campaña de sondajes se ha realizado entre los días 23 de agosto y 11 de septiembre de 2022.

3.1.1 Ejecución de sondajes

Los sondajes son un método de reconocimiento que permite tomar contacto con un punto real sobre el que se asentará la obra, obteniendo información bastante completa en cuanto al tipo de material presente en la zona, existencia o no de rellenos antrópicos y su espesor, profundidad de aparición de suelo firme, presencia o no de agua, y sobre todo permite la toma de muestras in situ lo suficientemente representativas como para llevar a cabo los ensayos de laboratorio que permitan la caracterización geotécnica de los materiales atravesados.

La distribución de los sondajes se ha realizado de tal forma que se investigara, lo máximo posible, el total de la superficie de la zona objeto de estudio, junto con el resto de las investigaciones realizadas. De la misma manera, las profundidades alcanzadas en los mismos garantizan el reconocimiento del terreno, al menos 20 m por debajo de la cota de cimentación.

Para la ejecución de los sondajes se ha utilizado una máquina sonda modelo Rolatec Tp50d montada sobre oruga.



Figura 3. Equipo empleado para la realización de los sondajes geotécnicos en el PE VPV (Rolatec modelo Tp50d).

En cada uno de los sondajes se ha hecho una descripción geológica, con levantamiento de la columna litológica de los materiales atravesados, ensayos de penetración dinámica y toma de

muestras inalteradas (testigos parafinados) tomando fotos a color de cada uno de los emplazamientos y de las cajas con los testigos obtenidos en cada perforación.

En los registros de los sondajes vienen reflejados los datos acerca de la descripción de los materiales perforados, espesores, tipo y profundidad de los ensayos realizados y muestras tomadas, porcentaje de recuperación, diámetro y tipo de la batería empleada, posibles pérdidas o presencia de agua.

En la siguiente figura se muestra la ubicación en planta de los diferentes sondajes realizados.

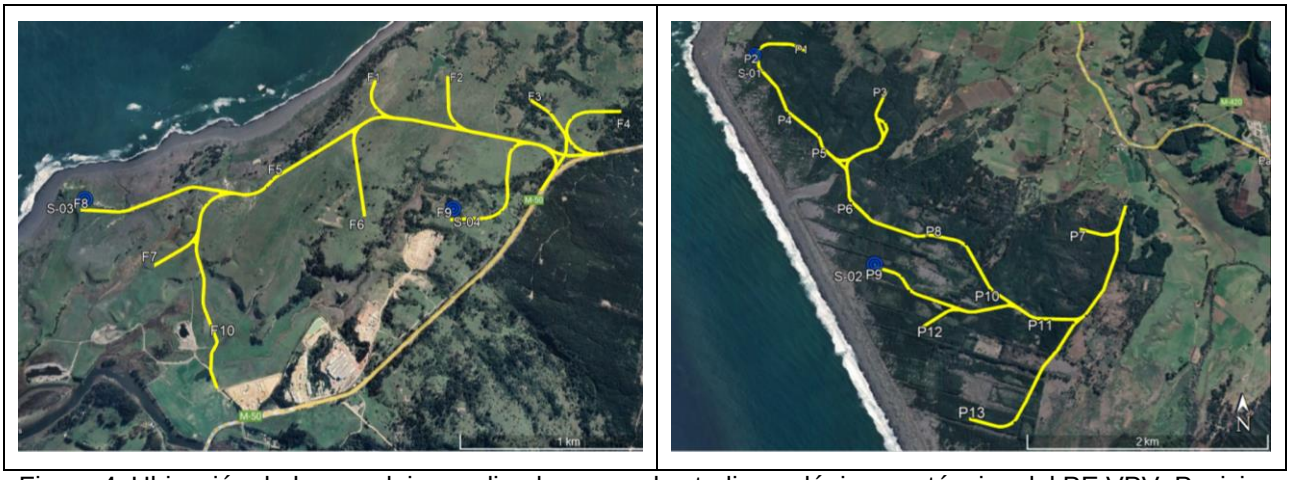


Figura 4. Ubicación de los sondajes realizados para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV. Posiciones indicadas en color azul.

Los sondajes se han realizado en las coordenadas facilitadas por el peticionario, no sufriendo variación alguna por motivos de accesibilidad, permisos, etc.; del mismo modo, se han alcanzado las profundidades especificadas para cada sondaje.

Las coordenadas de los sondajes se recogen en la siguiente tabla.

Predio	SONDAJES	SONDAJE AEROGENERADOR	Coordenadas UTM		Prof. máxima (m)	NF	PVC
			X	Y			
Pahuil	S-01	SP-02	714.658	6.057.328	25	SI	SI
	S-02	SP-09	715.918	6.054.663	30	NO	NO

Predio	SONDAJES	SONDAJE AEROGENERADOR	Coordenadas UTM		Prof. máxima (m)	NF	PVC
			X	Y			
La Flora	S-03	SF-08	716.566	6.062.788	25	SI	SI
	S-04	SF-09	718.657	6.062.636	25	SI	NO

Tabla 1. Coordenadas y profundidades alcanzadas durante la ejecución de los sondajes para el PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H).

El método operativo por el cual se han realizado los sondajes ha sido perforación diamantina o wireline, con agua (este método no permite la perforación en seco). Dado el sistema de perforación realizado, los sondajes quedan revestidos desde su inicio, lo que evita la caída o desprendimiento de material de las paredes, por motivos de inestabilidad.

En 3 de los 4 sondajes se ha localizado el nivel freático, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 1; en los sondajes S-01 (SP-02) y S-03 (SF-08) se ha instalado tubería piezométrica para el posterior seguimiento de las posibles variaciones del nivel freático.

3.1.2 Realización de ensayos SPT y toma de Testigos Parafinados (TP)

En el interior de los sondajes se han realizado ensayos de penetración tipo SPT (Standard Penetration Test) y toma de muestras siguiendo las instrucciones establecidas en las especificaciones técnicas de VPV; con una cadencia de 1,50 – 2,00 m.

Adicionalmente, se han tomado muestras de Testigos parafinados (TP) para su posterior análisis en laboratorio, tratando de recolectarlas próximo y por debajo de la cota de fundación habitual de 3-4 metros de profundidad, siempre que ha sido posible. No se han tomado muestras inalteradas tipo Shelby debido a la tipología de suelo encontrado.

Los ensayos de penetración estándar (SPT) se han realizado con equipo automático, usando tomamuestras de cuchara partida, determinando el golpeo N_{30} o N_{STP}.

Se considerará “rechazo” cuando no se consigue la hinca en el terreno de uno de los tramos de 15 cm, con 50 golpes, registrándose en el levantamiento la penetración obtenida hasta los 50 golpes.

Los ensayos de penetración dinámica en los sondajes nos permiten obtener un valor estimativo de la resistencia a la penetración en punta de los materiales atravesados.

Para la valoración de los datos de resistencia del N_{SPT} y sus correlaciones, se utiliza una corrección, de uso habitual en geotecnia, del golpeo N_{SPT} al $N_{1(60)}$, que es el que se debe utilizar para poder comparar con las tablas empíricas bibliográficas y correlaciones geotécnicas. Es una corrección estimativa por la energía del golpeo automático (mayor) que la del golpeo manual (menor) y profundidad del ensayo, entre otros.

El número y distribución de Muestras Inalteradas/Testigos Parafinados, S.P.T. y la relación de golpeos obtenidos en la realización de cada uno de estos ensayos vienen reflejados en la siguiente tabla resumen.

Predio	Sondaje	Ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}	$N_{1(60)}$
La Flora	SF-08	SPT-1	1,00	1,45	2	2	5	**7**	**13**
	SF-08	SPT-2	2,50	2,95	4	7	12	**19**	**26**
	SF-08	SPT-3	4,00	4,45	6	12	14	**26**	**28**
	SF-08	SPT-4	5,50	5,95	2	5	8	**13**	**14**
	SF-08	SPT-5	7,00	7,45	7	10	14	**24**	**27**
	SF-08	SPT-6	8,50	8,95	6	10	11	**21**	**22**
	SF-08	TP-1	8,95	9,22	-	-	-	**-**	**-**
	SF-08	SPT-7	10,50	10,95	14	28	31	**59**	**62**
	SF-08	TP-2	12,15	12,50	-	-	-	**-**	
	SF-08	SPT-8	12,50	12,95	7	14	35	**49**	**49**
	SF-08	TP-3	14,50	14,82	-	-	-	**-**	**-**
	SF-08	SPT-9	15,00	15,45	5	11	31	**42**	**40**
	SF-08	SPT-10	17,50	17,95	34	40	48	**88**	**80**
	SF-08	SPT-11	20,00	20,25	45	50R	-	**50R**	**87**
	SF-08	SPT-12	22,50	22,52	50R	-	-	**50R**	**84**
	SF-09	SPT-1	1,00	1,45	8	17	28	**45**	**86**
	SF-09	SPT-2	2,50	2,95	15	24	22	**49**	**62**
	SF-09	TP-1	1,70	2,00	-	-	-	**-**	
	SF-09	SPT-3	4,00	4,45	6	9	11	**20**	**22**
	SF-09	SPT-4	5,50	5,95	6	9	10	**19**	**20**
	SF-09	SPT-5	7,00	7,45	7	9	10	**19**	**20**
	SF-09	SPT-6	8,50	8,72	17	50R	-	**50R**	**99**
	SF-09	TP-2	8,72	8,92	-	-	-	**-**	**-**
	SF-09	SPT-7	10,50	10,64	50R	-	-	**50R**	**96**
	SF-09	SPT-8	12,00	12,08	50R	-	-	**50R**	**93**
	SF-09	SPT-9	14,00	14,12	50R	-	-	**50R**	**89**
	SF-09	SPT-10	16,00	16,27	18	50R	-	**50R**	**86**
	SF-09	TP-3	17,00	17,10	-	-	-	**-**	**-**
	SF-09	SPT-11	18,00	18,00	50R	-	-	**50R**	**83**
	SF-09	SPT-12	24,00	24,01	50R	-	-	**50R**	**76**

Predio	Sondaje	Ensayo	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}	$N_{1(60)}$
Pahuil	SP-02	SPT-1	1,00	1,45	4	3	4	**7**	**13**
	SP-02	SPT-2	2,50	2,95	9	16	18	**34**	**46**
	SP-02	SPT-3	4,00	4,45	14	23	28	**51**	**56**
	SP-02	SPT-4	5,50	5,95	12	17	22	**39**	**43**
	SP-02	SPT-5	7,00	7,45	12	17	18	**35**	**41**
	SP-02	SPT-6	9,00	9,45	16	15	18	**33**	**36**
	SP-02	SPT-7	11,00	11,45	17	18	11	**29**	**31**
	SP-02	SPT-8	13,00	13,37	21	27	50R	**R**	**100**
	SP-02	TP-1	13,37	13,67	-	-	-	**-**	**-**
	SP-02	SPT-9	16,00	16,25	23	50R	-	**R**	**97**
	SP-02	TP-2	17,10	17,30	-	-	-	**-**	**-**
	SP-02	TP-3	18,60	18,90	-	-	-	**-**	**-**
	SP-02	SPT-10	19,00	19,45	19	34	42	**76**	**68**
	SP-02	SPT-11	22,00	22,04	50R	-	-	**R**	**87**
	SP-09	SPT-1	1,00	1,45	4	4	8	**12**	**23**
	SP-09	SPT-2	2,50	2,95	11	16	23	**39**	**52**
	SP-09	SPT-3	4,00	4,45	5	7	17	**24**	**26**
	SP-09	SPT-4	5,50	5,95	3	7	13	**20**	**21**
	SP-09	SPT-5	7,00	7,45	7	14	16	**30**	**32**
	SP-09	SPT-6	9,00	9,45	5	7	7	**14**	**13**
	SP-09	SPT-7	11,00	11,45	7	10	15	**25**	**23**
	SP-09	SPT-8	13,00	13,45	4	8	13	**21**	**18**
	SP-09	SPT-9	15,00	15,45	8	9	16	**25**	**20**
	SP-09	SPT-10	17,00	17,45	6	9	15	**24**	**18**
	SP-09	SPT-11	19,00	19,45	9	13	18	**31**	**22**
	SP-09	TP-1	19,90	20,50	-	-	-	**-**	**-**
	SP-09	SPT-12	21,00	21,45	25	26	30	**56**	**37**
	SP-09	TP-2	22,50	22,90	-	-	-	**-**	**-**
	SP-09	SPT-13	23,00	23,02	50R	-	-	**R**	**64**
	SP-09	SPT-14	25,50	25,53	50R	-	-	**R**	**61**

Tabla 2. Relación de toma de muestras de Testigos Parafinados (TP), ensayos SPT (golpeos y profundidad) realizados en el interior de los sondajes del PE VPV.

Los valores obtenidos de N_{SPT}, reflejan una distribución irregular con la profundidad, de modo que se obtienen rechazos en un rango de profundidad que oscila entre 8 y 21 m. El rechazo se produce tanto en materiales de naturaleza cohesiva como en materiales granulares. Puntualmente en el sondaje SF-09, se encuentra roca a partir de 18 m de profundidad.

Si analizamos los golpeos entre 1,00 y 4,00 m de profundidad, encontramos un N_{SPT} característico de 31, lo que se corresponde con materiales densos / muy firmes, en función de su naturaleza granular o cohesiva respectivamente. En el rango entre 4,00 y 8,00 de profundidad, encontramos

materiales con golpeos promedio ligeramente inferiores, de modo que se obtiene un N_{SPT} característico de 27. Estos golpeos se corresponden con niveles de materiales granulares, que se clasifican como medianamente densos, y se observan en todas las posiciones estudiadas.

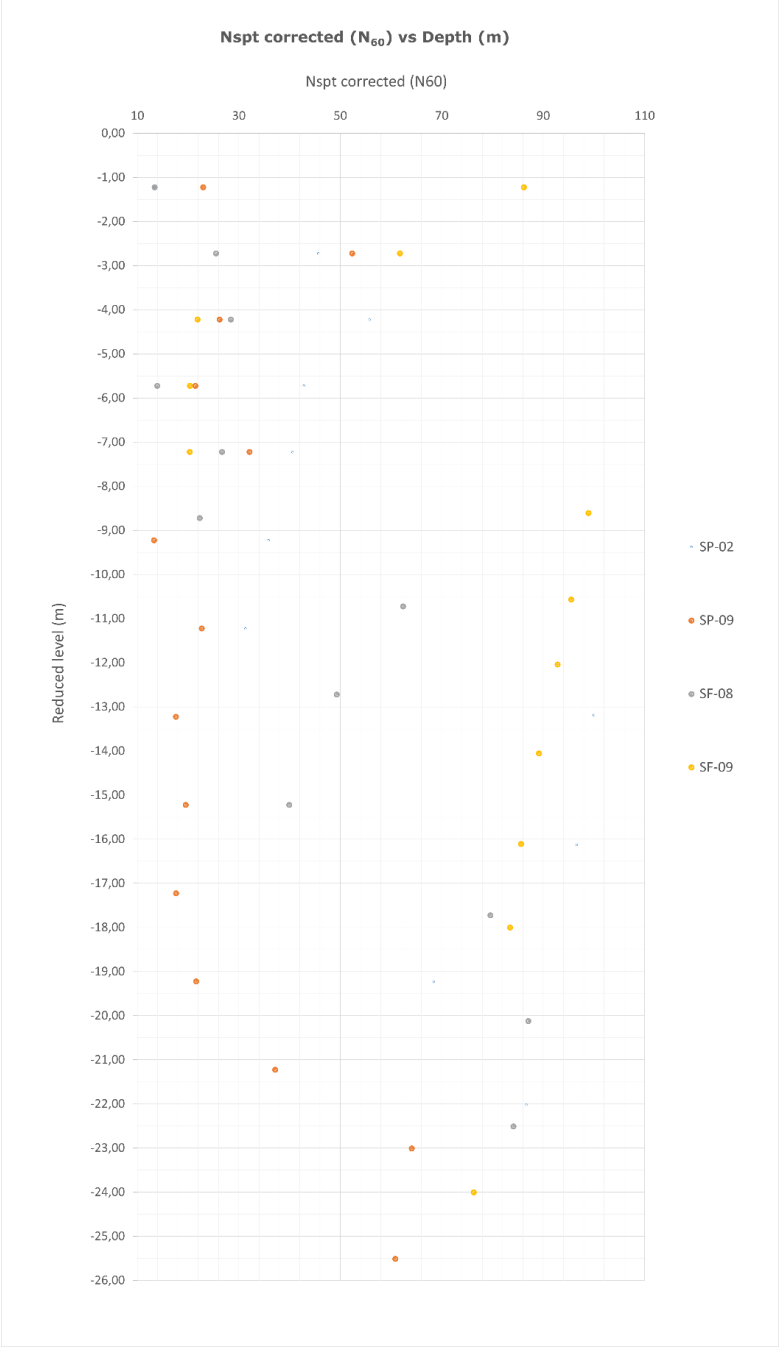


Figura 5. Gráfica NSPT corregido en relación con la profundidad para los sondeos realizados en PE VPV.

Si realizamos el análisis por sectores, en el predio La Flora (SF-08 y SF-09), se observa que en ambas prospecciones el rechazo se produce en el rango de 8,50 - 10 m de profundidad. En el caso de SF-08 se produce en materiales de naturaleza cohesiva duros, mientras que en SF-09 se produce en materiales granulares muy densos. Cabe destacar que en el sondaje SF-09, se identifica un nivel superficial con golpeos altos (N_{SPT}>50), entre 1,00 y 3,00 m de profundidad, que no tiene continuidad en profundidad, descendiendo la resistencia de los materiales entre los 3,00 - 8,50 m, profundidad en la que se ha definido el rechazo, ya que se mantiene el N_{SPT}>50 hasta los 30 m de profundidad estudiados.

En el predio Forestal Pahuil, SP-02 y SP-09, encontramos el rechazo a 13 y 21 m de profundidad respectivamente, en ambos casos en materiales de naturaleza cohesiva. En SP-02 entre 1,00 – 13,00, encontramos materiales granulares medianamente densos a densos, N_{SPT} entre 13 - 46, mientras que en SP-09 oscilan entre 13 – 32 (materiales granulares medianamente densos a densos), hasta los 21 m de profundidad.

COMPACIDAD RELATIVA	GOLPEO SPT
Muy floja	≤4
Floja	5-10
Medianamente densa	11-30
Densa	31-50
Muy densa	> 50

CONSISTENCIA RELATIVA	GOLPEO SPT
Blando	2-4
Moderadamente Firme	4-8
Firme	8-15
Muy firme	15-30
Duro	> 30

Tabla 3. Tabla informativa de la relación entre los valores de N_{SPT} y resistencia de un suelo.

3.1.3 Descripción litológica y geomecánica de los sondajes

A la vista del mapeo de los materiales perforados, nos encontramos ante un nivel superficial de tierra vegetal, de hasta 0,60 m de espesor máximo (promedio 0,30 m), bajo el que aparece terreno de naturaleza en unos casos granular (SP-02 y SP-09) y por otro cohesiva (SF-08 y SF-09). En profundidad se producen alternancias de niveles arenosos y cohesivos, con ocasionales niveles de gravas de espesor métrico (GW-GP).

Si analizamos por sectores, en el predio La flora aparecen arenas arcillosas – arcillas arenosas (SC-CL) de tonalidad variable, de media a baja plasticidad y consistencia firme a muy firme, en la posición del aerogenerador SF-08, y consistencia duro, en la posición del aerogenerador SF-09. Por debajo encontramos un nivel granular, de arenas limosas principalmente, en algunos casos arenas con pocos finos (SP-SW), de color gris/marrón amarillento y compacidad medianamente densa, tanto en SF-08 como en SF-09. En profundidad, aparecen niveles de arcillas de media-alta plasticidad en SF-08 (SC-CH), y media plasticidad en SF-09 (SC). En ambos casos estas arcillas presentan consistencias duro. Puntualmente en el SF-09 aparece roca a 15,70 m de profundidad.

En el predio Forestal Pahuil, encontramos niveles de arenas limosas SM y arenas con pocos finos SW (SP) de color grisáceo y compacidad medianamente densa a densa (SP-02 y SP-09). En profundidad, aparecen niveles de arcillas de alta plasticidad (SC-CH) de consistencias duro, tanto en SP-02 como en SP-09.

3.1.4 Instalación de tubería piezométrica y nivel freático medido en los sondajes

Se ha instalado tubería piezométrica de PVC en el interior de los sondajes en 2 de las posiciones de aerogeneradores investigadas, totalizando 50 m lineales de tubería piezométrica instalada; en estos sondajes se ha procedido a la instalación de arqueta metálica para su protección. Las posiciones donde se ha instalado la tubería piezométrica son la S-03 (SF-08) y S-01 (SP-02).

En dichos sondajes se ha revisado la posición de la napa durante la perforación, y procedido a la medición del nivel freático, mediante sonda hidronivel, al finalizar la campaña.

A continuación, se presenta el nivel de agua observado durante los días de perforación:

Localización	Código de ensayo	Nivel Freático inferido (m)	Fecha
Pahuil	S-01 (SP-02)	-2	10-09-2022
		-4	11-09-2022
La Flora	S-03 (SF-08)	-3	24-08-2022
		-4	25-08-2022
		-1	26-08-2022

Localización	Código de ensayo	Nivel Freático inferido (m)	Fecha
La Flora	S-04 (SF-09)	-10	27-08-2022

Tabla 4. Medidas del nivel de agua durante la perforación en los sondajes realizados para el PE VPV.

En el sondaje S-02 (SP-09) no se detecta presencia de agua.

Dado que en el sondaje S-04 (SF-09) no se colocó PVC para el monitoreo del nivel freático, se toma como profundidad del NF 10 m (nivel medido durante la ejecución de los sondajes).

Una vez finalizados los sondajes y tras la estabilización de la napa freática, se registraron las siguientes profundidades del nivel freático.

Es importante informar que el área del proyecto es una zona muy lluviosa y cambiante en meteorología, habiendo sufrido días secos y muy lluviosos durante la ejecución de los sondajes.

Sondajes	PVC instalado (m)	Nivel freático tras campaña 13/09/2022 (m)	Nivel freático tras campaña 21/09/2022 (m)	Observaciones	Localización
S-01 (SP-02)	25	-4,9	-4,7	Piezómetro	Pahuil
S-03 (SF-08)	25	-5,8	-5,9	Piezómetro	La Flora

Tabla 5. Medidas del nivel freático en los sondajes realizados para el PE VPV. Nota: N.F. tras la finalización de la campaña.

La ubicación detallada de los sondajes está disponible en el ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES. Para mayor detalle, los registros de los sondajes pueden consultarse en el ANEJO 2. REGISTROS DE SONDAJES.

3.2 CALICATAS

Para la investigación superficial de los materiales, estratigrafía y reutilización, se han realizado calicatas tanto en posiciones de aerogeneradores como en la subestación y los viales.

En total se han realizado ocho (8) calicatas en la zona de estudio, hasta un máximo de 3,50 m de profundidad (alcance del brazo de la retroexcavadora), con toma de muestras para laboratorio y

ensayos de resistividad térmica in situ. Los ensayos fueron llevados a cabo entre los días 7 y 9 de septiembre.

Las calicatas C-P07, C-SE y C-C01 fueron desplazadas de su posición original debido a dificultades de acceso, el resto de las calicatas se ejecutaron en las coordenadas originales. La ubicación detallada de las calicatas se encuentra disponible en la Tabla 6.

El alcance y metodología de los ensayos se desarrolla a continuación.

3.2.1 Metodología

Las calicatas son excavaciones realizadas mediante medios mecánicos hasta una profundidad definida. Este tipo de prospecciones permiten registrar información sobre resistencia de materiales, continuidad de los diferentes niveles, presencia de filtraciones de agua, estabilidad de las paredes de la excavación, entre otros, que aportan información valiosa para la caracterización geotécnica del área de estudio, complementando los datos geotécnicos obtenidos a partir de los sondeos, datos de laboratorio, entre otros.

Las calicatas se han realizado utilizando maquinaria tipo retroexcavadora, marca CAT modelo 416E, que poseen una pala de 60 cm.



Figura 6. Retroexcavadora utilizada en la ejecución de las calicatas.

3.2.2 Tabla de coordenadas y longitudes alcanzadas

En las siguientes tablas, se resume la información obtenida de las calicatas.

CALICATA	Posición	UTM COORDENADAS		PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	OBSERVACIONES	Predio
		X	Y			
C-P01	P-01	715.217	6.057.464	2,50	Se presenta agua a 0,55m. Llovió día anterior.	Pahuil
C-P08	P-08	716.526	6.055.032	3,00	Sin nivel freático.	
C-P07	P-07	717.927	6.054.972	3,40	Sin nivel freático.	
C-SE	Subestación	716.067	6.056.340	2,60	Sin nivel freático. Se cambiaron coordenadas por acceso.	
C-F05	F-05	717.687	6.062.989	3,50	No se detecta agua.	La Flora
C-F06	F-06	718.116	6.062.662	3,50	No se detecta agua.	
C-F10	F-10	717.350	6.061.979	3,00	Se presenta agua a 1,15 m. Llovió durante la noche.	
C-C01	Camino	719.348	6.062.993	3,00	No se detecta agua. Se cambiaron coordenadas por dificultades de acceso.	

Tabla 6. Coordenadas y profundidades calicatas PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H).

La profundidad de la presencia de agua varía según los niveles freáticos medidos en los trabajos de sondajes. En sondajes se midieron niveles freáticos entre los 4,7 y 10 m, mientras que en calicatas se tienen observaciones de niveles de agua a 0,55 m y a 1,1 m.

Se midió el nivel de agua presente en la calicata C-F10, el cual estaba a 1,10 m de profundidad. La calicata se ubica a 460 m del cauce del río Pinotalca y a una cota de 4 m.s.n.m, mientras que el cauce natural del río se encuentra a 2,9 m. s.n.m, por lo cual, se considera en este caso que el nivel de agua encontrado en esta calicata corresponde al nivel freático de esta zona. Además, la composición del suelo en esta calicata corresponde a arenas y gravas (SW – GP), por lo que se trataría de niveles permeables que favorecen la circulación de agua.

En cuanto a la C-P01, el nivel de agua se encuentra próximo a la superficie, en materiales de naturaleza arenosa (SP). Esta calicata se encuentra a aproximadamente 500 m al NE de S-01,

donde se detectó el nivel freático a 5,00 m de profundidad, en niveles igualmente arenosos (SP), que tiene continuidad por debajo de los 10 m. Al NE de C-P01 se observa un área de acumulación de agua superficial y un arroyo con circulación de agua. A partir de las observaciones anteriores, se interpreta en este caso que el nivel de agua en C-P01 no correspondería al nivel freático, sino a un nivel de agua colgado, que se encontraría algo elevado debido a las lluvias de la noche anterior a los trabajos. Lo anterior se deberá confirmar con investigación adicionales (sondajes).

3.2.3 Descripción litológica y geomecánica

A la vista de los materiales excavados, en el predio Pahuil nos encontramos ante un nivel de tierra vegetal, de espesor promedio de 30 cm, bajo el que se identifican niveles de arenas de grano medio (SW-SP), de color gris oscuro y compacidad floja a medianamente densa hacia el final de la calicata. En C-P08 y C-P07 presentan humedad baja y en C-P01 se encuentran saturadas. La excavabilidad es directa en todos los casos y la estabilidad de las paredes regular a mala (en C-P01 por la presencia del nivel freático). Las excavaciones finalizan por alcance del brazo de la retroexcavadora (C-P08 y C-P07) y por inundación y desmoronamiento de las pareces en el caso de C-P01. Se logra alcanzar una profundidad promedio de 3,00 m.

En el área de la subestación (C-SE) el espesor de la tierra vegetal es de 40 cm, bajo que el se encuentran arenas mal graduadas, de compacidad floja a medianamente densa, y tonalidad gris oscuro hasta 2,60 m de profundidad. No se detecta el nivel freático en esta excavación y la excavabilidad es directa, con estabilidad de las paredes de regular a mala, que impide continuar con la excavación.

En el predio La Flora, se identifica un espesor de tierra vegetal promedio de 30 cm, bajo el que se sitúan arenas arcillosas – arcillas limosas marrón oscuro de consistencia firme, humedad media a alta y plasticidad media, hasta una profundidad de 2,50 m. Por debajo, se identifican arenas mal graduadas color marrón medianamente densas, y humedad media, hasta 3,50 m de profundidad. La estabilidad de las paredes es buena y la excavabilidad directa. Lo anterior se corresponde con las posiciones C-F05 y C-F06.

En el emplazamiento de la excavación C-F10 se encuentran arenas mal graduadas flojas, de humedad alta, que pasan a arenas bien graduadas de compacidad medianamente densa, color marrón oscuro, con algo de gravas de tamaño medio-grueso saturadas. A partir de 1,50 m de profundidad se encuentran gravas redondeadas mal graduadas arcillosas, de color gris, con

tamaño medio-grueso y compacidad medianamente densa. La excavación finaliza en las gravas a 3,00 m de profundidad por inestabilidad de las paredes de la calicata. La excavabilidad es directa.

Por último, la calicata realizada en la ubicación de los caminos C-C01, presenta un espesor de tierra vegetal de 30 cm, seguida de arenas arcillosas firmes a muy firmes, marrones de plasticidad media y humedad media a baja. La estabilidad de las paredes es buena y la excavabilidad directa hasta 1,80m, donde pasa a marginal hasta el final de la excavación (3,00 m).

La ubicación detallada de las calicatas está disponible en el ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES. En el ANEJO 3. REGISTROS DE CALICATAS puede revisarse la descripción litológica y geomecánicas de las calicatas.

3.3 GEOFISICA

Los trabajos correspondientes a la investigación geofísica han consistido en la realización de ensayos de sísmica de refracción (MASW) y ensayos de resistividad eléctrica in situ (SEV).

El alcance y metodología de los ensayos se desarrolla a continuación.

3.3.1 Ensayo MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

Para la determinación de las condiciones elásticas de los materiales del subsuelo de la zona de estudio, se han realizado un total de seis (6) ensayos MASW (Análisis Multicanal de Ondas de Superficie), con un alcance de 30 m de profundidad, a partir de los cuales se obtiene la medición del parámetro "Vs" (velocidades de ondas de corte).

Los ensayos han sido distribuidos en las parcelas de estudio, haciéndolos coincidir con la localización de las posiciones de los aerogeneradores seleccionados y con la ubicación de la subestación.

La nomenclatura utilizada para la denominación de los ensayos MASW, ha sido con las letras MASW seguidas de los números de los aerogeneradores donde han sido realizados (F-08, F-09 y F-04 en predio La Flora), (P-02, P-09 en el predio Pahuil) y (SE en la subestación, predio Pahuil).

Los ensayos fueron ejecutados los días 12 y 13 de septiembre de 2022.

3.3.1.1 Metodología

El ensayo MASW es un ensayo sísmico, desarrollado por Park et al (1999), que utiliza las propiedades dispersivas de las ondas superficiales para estudiar las propiedades elásticas del terreno. Es una técnica de fuente activa que requiere una señal impulsiva, como un martillo de 6-7 kg golpeando una placa, para generar ondas superficiales. A partir del análisis espectral de las ondas superficiales (principalmente de las ondas de Rayleigh) se puede obtener la distribución de la velocidad de las ondas S generando cortes sísmicos en 2D. Mediante la técnica MASW se puede estimar la velocidad de propagación de las ondas de corte, Vs, junto con la profundidad, y se puede obtener el coeficiente de rigidez de un área y estimar el valor Vs30.

El principio de la técnica está asociado al carácter dispersivo de las ondas de Rayleigh cuando atraviesan un medio estratificado. En un medio estratificado, la velocidad de propagación (velocidad de fase) de las ondas de Rayleigh depende de la frecuencia, propiedad conocida como dispersión. El análisis de la dispersión permite obtener información de la velocidad de onda de corte (Vs) y su variación en función de la profundidad.

La exploración MASW consiste en medir la velocidad de fase de las ondas de superficie para diferentes longitudes de onda. Estas medidas se usan para estimar la curva de dispersión del lugar estudiado. Las velocidades de fase son extraídas por medio de comparación directa y del espectro de amplitud. Los espectros se calculan en tiempo real usando un analizador de forma de onda capaz de llevar a cabo una trasformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transform) en el dominio de las frecuencias.

Los datos obtenidos pueden ser procesados en busca de las propiedades de las ondas Rayleigh. Usando un análisis armónico es posible mapear la relación velocidad de fase versus frecuencia. El modo fundamental de las ondas de superficie aparece claramente en este dominio, y puede ser analizado en asociación con la curva de dispersión.

El objetivo del proceso de inversión es generar un modelo de estratos horizontales de suelo con propiedades elásticas, que sean compatibles con las observaciones de terreno y reflejadas a través de las curvas de dispersión obtenidas.

La determinación de Vs en función de la profundidad permite estimar el estado de compacidad/consistencia del suelo. A grandes rasgos, si Vs es inferior a 180 (m/s) se asocia con suelos que presentan in-situ un estado de compacidad o consistencia mediana a baja, mientras

que valores superiores a 350 (m/s) son propios de suelos que presentan un estado de compacidad denso o consistencia firme.

Respecto a las mediciones en campo, para la obtención de los registros se realizó un primer "disparo" distanciado 10 m respecto al sismógrafo. Los sucesivos se distanciaron 5 m entre sí, y último "disparo" distanciado a 10 m del anterior, generando tendidos de longitudes totales del orden de los 100 m aproximadamente y alcanzando profundidades de investigación entre 30 y 35 m aproximadamente.

Para la realización de los ensayos se operó una fuente activa correspondiente a un mazo de 8 lb. Los "disparos" se registraron a través de un geófono móvil (Radio-Trigger) conectado por señal remota con un sismógrafo Tromino de 3 canales con un ancho de banda dinámico ajustable de +/- 1,5 mm/s a +/- 5 cm/s. El sismógrafo empleado permite operar con un rango de 0,1 a 2048 Hz en todos sus canales.

Para el procesamiento de las señales registradas, se empleó el software Grilla.

En la siguiente imagen se muestra el equipo utilizado:



Figura 7. Equipo empleado para la realización de los ensayos MASW en el PE VPV.

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 pasos siguientes:

- Registro tren de ondas: Los datos registrados en terreno se obtienen en función de la distancia con el tiempo.
- Registro en domino de frecuencias: A partir del registro de datos distancia-tiempo, se obtiene una representación espectral velocidad-frecuencia.
- Curva de dispersión: Obtención de la curva de dispersión en el dominio velocidad-frecuencia.
- Obtención de perfil: A partir de las curvas de dispersión obtenida, se genera el perfil 1D de la distribución de velocidad onda de corte Vs en función de la profundidad. Lo anterior a través de un proceso de inversión, cuya finalidad es generar un modelo de estratos horizontales de suelo con propiedades elásticas, que sean compatibles con las observaciones de terreno y reflejadas a través de las curvas de dispersión obtenidas.

A modo de ejemplo de visualización, se muestra a continuación la curva de dispersión de uno de los ensayos realizados en el PE VPV.

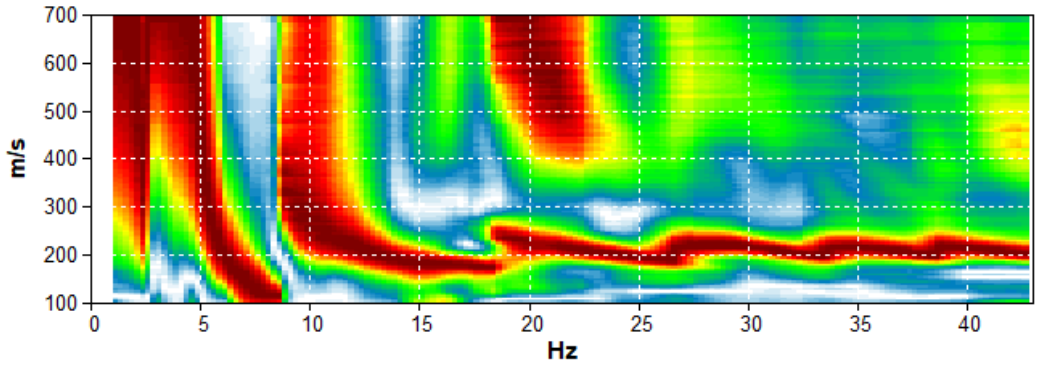


Figura 8. Curva de dispersión PG-1. PE VPV.

A partir de las curvas de dispersión y del proceso de inversión se genera un modelo de distribución de velocidad de onda de corte (Vs) respecto a la profundidad, cómo se muestra en la figura a continuación.

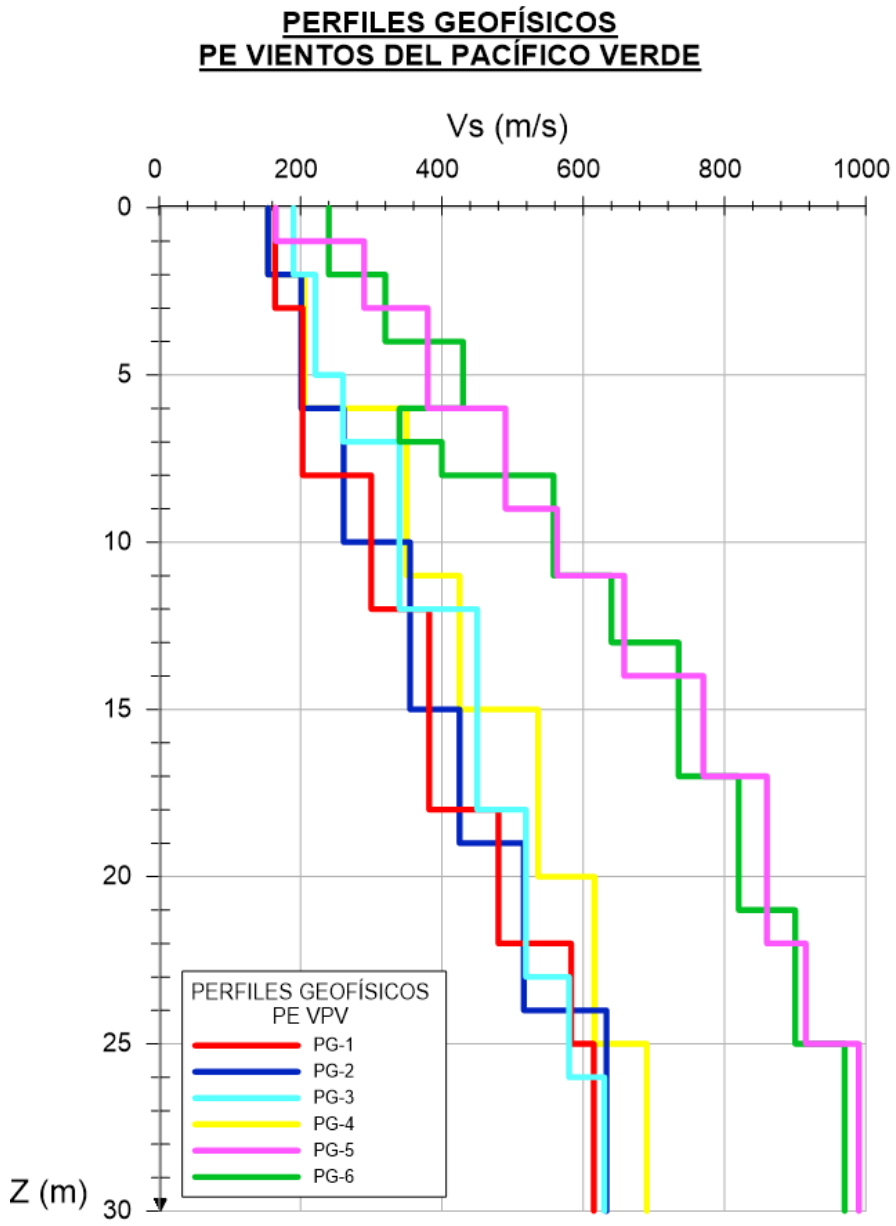


Figura 9. Velocidad de Onda de Corte de los perfiles geofísicos del proyecto PE VPV.

3.3.1.2 Tabla de coordenadas

Los ensayos MASW se han realizado en las coordenadas facilitadas por el peticionario, no sufriendo variación alguna por motivos de accesibilidad, permisos u otros.

PERFIL	COORDENADAS UTM				MASW	POSICIÓN	Predio
	INICIO (A)		FIN (B)				
	X	Y	X	Y			
PG-1	715.914	6.054.656	715.944	6.054.734	MASW-P09	P9	Pahuil
PG-2	716.057	6.056.364	716.100	6.056.447	MASW-SE	Subestación	
PG-3	714.665	6.057.299	714.651	6.057.228	MASW-P02	P2	
PG-4	716.555	6.062.798	716.541	6.062.717	MASW-F08	F8	La Flora
PG-5	719.698	6.063.312	719.669	6.063.231	MASW-F04	F4	
PG-6	718.648	6.062.639	718.557	6.062.656	MASW-F09	F9	

Tabla 7. Coordenadas de inicio y fin de los ensayos MASW realizados para el PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H).

En la siguiente imagen se muestra la ubicación de los ensayos de sísmica MASW.



Figura 10. Ubicación de los ensayos MASW realizados para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV.

3.3.1.3 Tabla de resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos mediante el proceso de inversión para cada una de las mediciones realizadas, agrupados por tramos:

Posición	Perfil	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Vs (m/s)
MASW-P09	PG-1	0	3	164
		3	8	203

Posición	Perfil	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Vs (m/s)
MASW-P09	PG-1	8	12	300
		12	18	382
		18	22	480
		22	25	583
		25	30	615
MASW-SE	PG-2	0	2	154
		2	6	201
		6	10	261
		10	15	355
		15	19	425
		19	24	516
		24	30	633
MASW-P02	PG-3	0	2	190
		2	5	221
		5	7	260
		7	12	340
		12	18	450
		18	23	519
		23	26	580
		26	30	630
MASW-F08	PG-4	0	2	150
		2	6	205
		6	11	350
		11	15	425
		15	20	536
		20	25	616
		25	30	690
MASW-F04	PG-5	0	1	165
		1	3	290
		3	6	380
		6	9	490
		9	11	563
		11	14	658
		14	17	770
		17	22	860
		22	25	915
		25	30	990

Posición	Perfil	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Vs (m/s)
MASW-F09	PG-6	0	2	240
		2	4	320
		4	6	430
		6	7	340
		7	8	400
		8	11	558
		11	13	640
MASW-F09	PG-6	13	17	735
		17	21	820
		21	25	900
		25	30	970

Tabla 8. Distribución de velocidades Vs en profundidad a partir de ensayo MASW. PE VPV.

Los perfiles obtenidos muestran un incremento de la velocidad de onda con la profundidad, salvo en el perfil PG-6 (MASW-F09).

Los valores de Vs oscilan entre un mínimo de 150 m/s y un máximo de 990 m/s con una Vs promedio en torno a 400 m/s en el perfil de profundidades (MASW-P09; MASW-SE; MASW-P02; MASW-F08) y algo superior, en torno a 600 m/s, en los perfiles MASW-F04 y MASW-F09.

En los perfiles realizados en el predio Pahuil, MASW-P09, MASW-SE y MASW-P02, encontramos velocidades entre 150 y 340 m/s hasta 11 m de profundidad aproximadamente. Entre 11 y 19 m de profundidad Vs alcanza aproximadamente 500 m/s. A partir de esa profundidad y hasta los 30 m Vs sigue aumentando a valores máximos por debajo de los 700 m/s.

En los perfiles realizados en el predio La Flora, MASW-F08, MASW-F04 y MASW-F09, presentan valores de Vs mayores a menor profundidad, con registros superiores a 350 m/s en torno a 5 m de profundidad. En el caso de MASW-F04 y MASW-F09, la velocidad aumenta progresivamente, con valores de 500 m/s a 8 m de profundidad, alcanzando valores máximos > 900 m/s a 21 m de profundidad. Por su parte, MASW-F08 alcanza valores de Vs de 500 m/s a 15 m de profundidad, con un máximo de Vs=690 m/s a 30 m.

El análisis de la distribución en profundidad de la velocidad de onda de corte (Vs) identifica una serie de estratos coherentes con la litología observada; se asocian los primeros metros a suelo poco o no consolidado (0 – 2 m aproximadamente), que pasa en profundidad a suelos compactos o consolidados e incluso roca blanda, en torno a 23 m de profundidad en MASW-F04 y MASW-

F09 (predio La Flora). En MASW-F09 se observa además inversiones en la velocidad de onda, que se corresponden con alternancias de estratos menos competentes con otros más consolidados.

Para la correlación entre los valores de onda Vs y el tipo de suelo en Chile se utiliza el DS 61, modificado en 2011.

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
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 del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxim
en el ensayo de compresión simple
S_u: Resistencia al corte no-drenada del suelo

Tabla 9. Correlación entre velocidad de onda Vs y el tipo de suelo, de acuerdo con el DS61.

En el presente estudio se han calculado las variaciones de velocidad de ondas S en la vertical para los primeros 30 m (**Vs_{30}**), a efectos de la clasificación sísmica del suelo de fundación.

Para el cálculo de la velocidad de ondas S promedio en los 30 primeros metros de terreno (Vs_{30}) se ha utilizado la siguiente expresión:

$$Vs = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{V_{s-i}}}$$

Donde,

V_{s-i} : *Velocidad de ondas de corte del estrato i, en m/s.*

h_i : *Espesor del estrato i, en metros*

n : *Números de estrato en los 30 m superiores del terreno*

En la tabla siguiente se exponen los resultados obtenidos, registrándose valores de Vs_{30} en torno a 300 m/s en las posiciones MASW-P09 y MASW-SE, mientras que en MASW-P02, MASW-F08, MASW-F04 y MASW-F09 alcanzan valores en el rango entre 350 – 600 m/s aproximadamente.

PERFIL	POSICIÓN	V_{S10} (m/s)	V_{S30} (m/s)
PG-1	MASW-P09	202	321
PG-2	MASW-SE	207	330
PG-3	MASW-P02	246	371
PG-4	MASW-F08	228	371
PG-5	MASW-F04	348	565
PG-6	MASW-F09	354	566

Tabla 10. Velocidades Vs_{10} y Vs_{30} obtenidas a partir de ensayo MASW. PE VPV.

A la vista de la Tabla 10, nos encontramos ante materiales medianamente densos/firmes en la posición del aerogenerador P-09 y densos / firmes en P-02 (predio Pahuil).

Las posiciones F-04 y F-09, en el predio La Flora tienen valores de Vs_{30} correspondientes a suelo muy denso / roca blanda fracturada, consistente con su cercanía al contacto con rocas metamórficas del paleozoico, mientras que la posición F-08 se corresponde con materiales densos/firmes, en función del valor de Vs_{30}.

Por su parte, en la subestación (MASW-SE) se registran valores de correspondientes a materiales medianamente densos/firmes.

De acuerdo con la tabla anterior, las V_{S30} son compatibles con un suelo de tipo D en el sector de la subestación y P-09, siendo de tipo C y B en el resto de las investigaciones.

La ubicación detallada de los ensayos de MASW está disponible en la ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES. Los registros de los ensayos de geofísica se pueden consultar en el ANEJO 4. ENSAYOS GEOFÍSICOS.

3.3.2 Ensayo sondaje eléctrica vertical (SEV)

Se han realizado cuatro (4) ensayos de resistividad eléctrica in situ, durante la campaña preliminar de geotecnia, mediante el ensayo SEV (Sondaje Eléctrico Vertical) bajo la configuración de Schlumberger, con el fin de determinar los parámetros geoeléctricos de campo. El objetivo de los trabajos contratados es obtener los resultados de las resistividades eléctricas específicas en profundidad de 30 m para dar correcto cumplimiento a lo dispuesto en la norma ASTM G-57. Estos perfiles permiten, además, estimar la agresividad o corrosión del suelo.

3.3.2.1 Metodología

La configuración Schlumberger consiste en situar 4 electrodos metálicos en el suelo, de los cuales mantendremos fijos, durante todo el ensayo, los dos electrodos centrales y desplazaremos los electrodos de los extremos de manera creciente con respecto al centro del tendido geoeléctrico, para cada una de las inyecciones de corriente que se pretenda adquirir. Todo ello para poder llegar a una mayor profundidad conforme el tendido adquiere una mayor longitud.

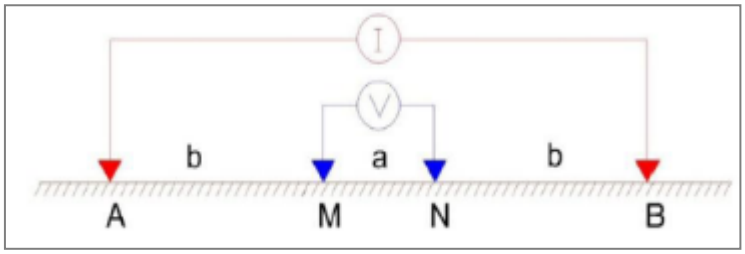


Figura 11. Configuración de ensayo de resistividad eléctrica de suelo mediante método Schlumberger.

El ensayo consiste en inyectar un impulso eléctrico al terreno y esperar su reacción, el cual será recibido por el medidor de tierra (que actúa como matriz emisora/receptora del ensayo) que informa la resistividad eléctrica en la pantalla del medidor.

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.

La relación existente entre el alcance lineal en superficie del tendido total y la profundidad de investigación es de 1/3. Esto quiere decir que, para alcanzar una profundidad de 10 a 12 m totales, se establecieron dos tendidos lineales de longitudes máximas 40 m (contando un factor de seguridad prudente).

Factores como una extraordinaria sequedad del ambiente, presencia de arena suelta superficial, composición, entre otros, dificultan el paso de la corriente de un SEV, lo que suele limitar las medidas hasta cierta cota de profundidad, así como la calidad de los resultados obtenidos (errores de medida elevados).

En cuanto a las condiciones de terreno, se observa un índice medio en contenido de humedad en superficie para los cuatro puntos de medición.

3.3.2.2 Tabla de coordenadas

En la siguiente tabla se indican las coordenadas de los ensayos SEV.

Perfil	Tendido	Coordenadas UTM		POSICIÓN	PREDIO
		X	Y		
SEV-01S	T11	716.061	6.056.325	SEV-SE	Pahuil
	T12	716.135	6.056.296		
SEV-02S	T21	714.684	6.057.306	SEV-P02	
	T22	714.651	6.057.230		
SEV-01N	T31	716.570	6.062.746	SEV-F08	La Flora
	T32	716.565	6.062.827		
SEV-02N	T41	719.645	6.063.340	SEV-F04	
	T42	719.717	6.063.374		

Tabla 11. Coordenadas de los ensayos SEV PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H).

En las siguientes imágenes se muestra la ubicación de los ensayos de resistividad eléctrica.





Figura 12. Distribución de SEV PE VPV (Imagen de Google Earth).

3.3.2.3 Tabla de resultados

Los resultados de las pruebas de resistividad eléctrica se presentan en la tabla a continuación:

SEV					
POSICIÓN	**ENSAYO**	**Niveles**	**ϱe (Ω.m)**	**Espesor (m)**	**Profundidad (m)**
SEV-SE	SEV-01S	1	95	0,3	0,3
		2	45.770	0,7	1,0
		3	274	29	30,0
SEV-P02	SEV-02S	1	420	0,3	0,3
		2	5.628	0,1	0,4
		3	229	5,0	5,5
		4	61,5	24,5	30,0
SEV-F08	SEV-01N	1	24,6	0,4	0,4
		2	3,59	3,7	4,1
		3	1.571	25,9	30,0
SEV-F04	SEV-02N	1	10,5	0,5	0,5
		2	4,99	1,4	1,9
		3	124	25,9	27,8
		4	6,33	2,2	30,0

Tabla 12. Resultados de resistividad eléctrica PE VPV. ϱe: Valores de resistividad eléctrica.

Los valores de resistividad obtenidos se encuentran en un mínimo de 4 Ω.m (SEV-F08) a 4 m de profundidad y un máximo de 45.770 Ω.m (SEV-SE) a 1 m de profundidad, de modo que se obtiene un amplio rango de valores.

Si hacemos un análisis por áreas de estudio, los valores de resistividad eléctrica en el predio Pahuil (SEV-P02) identifican un primer nivel estratigráfico superficial (0 – 0,30 m) con resistividad eléctrica igual a 420 Ω.m, seguido de un pequeño nivel de 10 cm de espesor con ϱe = 5628 Ω.m. Entre 0,4 – 5,5 m de profundidad la resistividad se mantiene en 230 Ω.m. Por último, por debajo de 5,5 m y hasta el final del estudio la resistividad es de 62 Ω.m.

En el área de la subestación (SEV-SE), aparece un nivel estratigráfico de 95 Ω.m entre 0 – 0,30 m de profundidad, después la resistividad eléctrica sube hasta 45.770 Ω.m en un estrato de 0,7 m de espesor. Por debajo de 1 m de profundidad y hasta el final del estudio ϱe = 274 Ω.m.

En el predio La Flora (SEV-F08, SEV-F04), la resistividad eléctrica es de 16 Ω.m en los primeros 50 cm de terreno. Seguidamente, entre 0,50 – 3,0 m la resistividad es de 4 Ω.m. Por debajo de los 3 m encontramos una ϱe promedio de 500 Ω.m hasta 30 m de profundidad.

Desde el punto de vista de la corrosividad del suelo, en el sector de Pahuil, a lo largo del perfil estratigráfico, encontramos materiales de agresividad “escasa”, con valores de resistividad entre 100 – 1000 Ω.m entre 0,5 – 5,5 m de profundidad. Por debajo de esa profundidad y hasta los 30 m de profundidad estudiados la agresividad es “discreta”, con valores de resistividad entre 10 – 100 Ω.m.

El perfil estratigráfico en la zona de la subestación se categoriza por una agresividad “nula”, entre 0,3 – 1,00 m (ϱe > 1000 Ω.m) y “escasa” entre 1,00 a 30 m de profundidad (ϱe =274 Ω.m).

En el predio La Flora la agresividad es “discreta” en los primeros 50 cm estudiados, a continuación, pasa a “severa” hasta 4 m de profundidad (ϱe = 4 Ω.m). Entre 4 – 28 m de profundidad la agresividad es “nula” en SEV-F08 y “severa” en SEV-F04.

Los resultados obtenidos presentan una alta variabilidad, tanto por área investiga como por profundidad de estudio. Son resultados esperables para el tipo de material existente, cuyas variaciones pueden deberse al estado de humedad del terreno, la distribución de materiales según la zona, entre otras variables. A la vista de esta información, se recomienda ampliar este análisis con ensayos SEV adicionales, que permitan hacer una sectorización de agresividades más acotada.

La ubicación detallada de los ensayos de MASW está disponible en la ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES. Los registros de los ensayos de geofísica se pueden consultar en el ANEJO 4. ENSAYOS GEOFÍSICOS.

3.3.3 Ensayo de Resistividad térmica

Se han realizado cuatro (4) ensayos de resistividad térmica in situ, con el fin de caracterizar las unidades litológicas presentes, complementando la observación geológica y el registro de calicatas.

Los ensayos se ejecutaron en la pared de las calicatas CC-01, C-F05, C-P01 y CP07.

Los ensayos fueron llevados a cabo entre los días 7 y 9 de septiembre de 2022.

3.3.3.1 Metodología

a) Procedimiento de muestreo:

Las medidas de Resistividad Térmica se han realizado en la pared de 4 calicatas previamente realizadas, haciendo mediciones a las profundidades de 0,50, 1,00 y 1,50 m aproximadamente, en los emplazamientos definidos donde fue posible.

En el caso de los ensayos RT-F05, RT-P01 no fue posible tomar mediciones a las tres profundidades indicadas, como se desarrolla en el apartado “3.3.3.3 Tabla de resultados”.

b) Metodología empleada en las mediciones in situ (Sonda Meter Tempos)

La conductividad térmica (*k*) (W/ºK.m) ha sido medida de acuerdo con la norma ASTM D5334-14. Ésta se determina por una variación registrada por una sonda de aguja a lo largo de una línea determinada en el interior del material. La sonda es insertada en la muestra para medir su temperatura. La aplicación de una corriente de voltaje conocida produce un aumento de temperatura en el material que es registrado durante un periodo de tiempo. La aguja térmica se encarga de aplicar calor durante un tiempo definido (t_h). En este transcurso, la aguja se encarga también de monitorizar la variación de temperatura, durante el calentamiento y durante un tiempo adicional posterior al mismo, equivalente al tiempo de calentamiento (t_h).

Las mediciones de la temperatura se han realizado para intervalos de tiempo conocidos, 0, 5, 10, 15, 30, 45, y 60 s, luego con lecturas cada 30 s hasta 600 s. Los valores de temperatura son representados en función del tiempo en un gráfico semilogarítmico. Para el cálculo de la conductividad térmica se seleccionará la parte lineal de la curva (pseudo estado estacionario) y se trazará una recta determinando los tiempos.

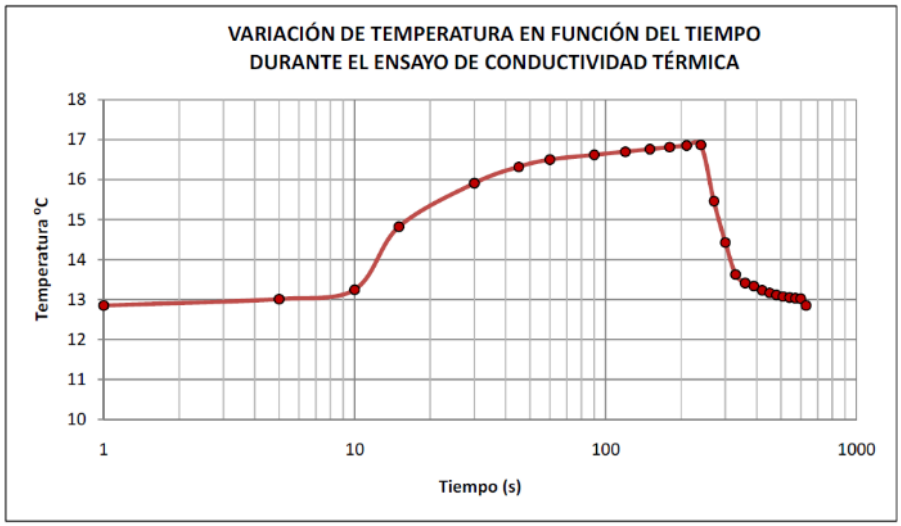


Figura 13. Representación gráfica tipo de las variaciones de temperatura registradas durante un ensayo de conductividad térmica.

La temperatura durante el calentamiento es calculada a partir de la siguiente ecuación:

$$T = m_1 + m_2 t + m_3 \cdot \ln(t)$$

Donde,

m0 es la temperatura ambiente durante el calentamiento,

m2 es la tasa de variación de la temperatura de fondo, y

m3 es la pendiente de la línea relativa correspondiente al incremento de temperatura en un gráfico de tiempo logaritmo.

La siguiente ecuación representa el cálculo de temperatura durante el enfriamiento.

$$T= m1 + m2t + m3 \ln [t /(t - th)]$$

Nota: Para una mayor fiabilidad en la adquisición de resultados y en la obtención de la conductividad térmica, el dispositivo únicamente tiene en cuenta los datos de temperatura correspondientes a los 2 últimos tercios de los valores obtenidos durante cada ciclo de calentamiento y enfriamiento.

La conductividad térmica se obtiene a partir de un análisis de la porción aproximadamente lineal de la constante cuasi-estado, respuesta en tiempo de la temperatura. Por tanto, la conductividad térmica (*k*) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$k = q/(4\pi m3)$$

Donde,

q es el calor aplicado por unidad de longitud

m3 es la pendiente de la línea relativa correspondiente al incremento de temperatura en un gráfico de tiempo logarítmico.

c) Cumplimiento de la norma ASTM D-5334-22

La Norma D5334-22 es una versión actualizada del método de prueba estándar para la determinación de la conductividad térmica de los suelos y roca mediante el procedimiento de sonda con aguja térmica. De acuerdo con las investigaciones actuales, dicha norma representa las mejores prácticas de acuerdo con la investigación actual en la transferencia de calor y masa. Por tanto, para mediciones precisas, es importante especificar y utilizar la versión más actualizada de esta norma.

En el Anejo correspondiente a las fichas de conductividad térmica realizadas para el presente estudio, se adjunta el registro de verificación del equipo, como garantía de que la sonda empleada en los ensayos (M. Tempos) cumple íntegramente con los requisitos expuestos en la Norma ASTM D-5334-22.

Se recogen a continuación los elementos específicos de la sonda Meter Tempos que garantizan el cumplimiento de la norma ASTM D-5334-22:

- El dispositivo: incluye una fuente de calor lineal y un elemento de medición de temperatura;

produce corriente constante; lee voltaje y corriente con una precisión de 0,01 (Voltios y Amperios); mide el tiempo con una precisión de 0,1 s; está calibrado para garantizar mediciones precisas (para el cual se dispone de un patrón de calibrado).

- Las agujas de medición tienen el ratio suficiente longitud/diámetro como para simular las condiciones de una fuente de calor infinitamente larga e infinitamente delgada.
- Los accesorios incluidos con la sonda permiten realizar una pre-perforación del material con igual diámetro y profundidad que la propia aguja utilizada durante el ensayo.
- Se incluye el factor de decaimiento de temperatura con el tiempo con objeto de minimizar los efectos de la variación de temperatura.
- Los métodos analíticos operados por microprocesadores cumplen con todas las especificaciones de la norma ASTM D5334-22.

d) Condicionantes a la realización de mediciones in situ:

Si bien, la medición in situ de la conductividad térmica presenta resultados que reflejan las condiciones naturales del terreno, es necesario tener en cuenta que en estas condiciones pueden existir diversos factores, principalmente ambientales, que pueden provocar sensibles variaciones en los resultados obtenidos, como, por ejemplo, la hora de ejecución del ensayo (la temperatura y humedad ambiental sufren variaciones a lo largo del día).

Por otro lado, las mediciones a profundidades en superficie, o próximas a ella, son más sensibles a dichas variaciones ambientales, de lo que se deduce que cuanto mayor sea la profundidad de ensayo, la medición presentará menos influencia de las condiciones ambientales.

Las mediciones se han realizado con los siguientes equipos:

- Sonda Meter Tempos, medidor de conductividad térmica (cumple las especificaciones del standard IEEE 442-2017 y del ASTM D5334-22). “Trans*ient Line Heat Source*”. ***Tempos*** mide en intervalos de 1 s durante un ciclo de calentamiento y enfriamiento de 90 s.
- **Aguja TR-3:** 100 mm *Single SENSOR* (conductividad térmica y resistividad térmica) - para suelos, hormigones, lechadas, roca y materiales de construcción 4 cables conectores al medidor de tierra y a las estacas. (Dimensiones: 10 cm de longitud; 2,40 mm de diámetro).
- GPS Garmin para georreferenciación.

3.3.3.2 Tabla de coordenadas

En las siguientes tablas, se recoge el listado de coordenadas de los ensayos de resistividad térmica realizados.

RT	Localización	CALICATA	UTM COORDENADAS	
			X	Y
RT-P01	Forestal Pahuil	C-P01	715.217	6.057.464
RT-P07		C-P07	717.927	6.054.972
RT-F05	La Flora	C-F05	717.687	6.062.989
RT-C01		C-C01	719.348	6.062.993

Tabla 13. Coordenadas de los ensayos de resistividad térmica PE VPV. Coordenadas UTM, Datum WGS84 (Zona 18 H).



Figura 14. Ubicación de los ensayos de resistividad térmica para el estudio geológico-geotécnico del PE VPV. (Imagen de Google Earth).

3.3.3.3 Tabla de resultados

Los resultados obtenidos se recogen en las tablas a continuación:

RT IN SITU	CALICATA	PROF. (m)	K (W/K*m)	R (K*m/W)	W In situ (%)	W Laboratorio (%)	MATERIAL
RT-P01	C-P01	0,50	1,270	0,787	-	16,2	SP
		1,00	-	-	-	-	SP
		1,50	-	-	-	-	SP
RT-P07	C-P07	0,50	0,827	1,209	20,4	-	SP
		1,00	0,641	1,560	16,0	-	SP
		1,50	0,418	2,392	17,2	-	SW
RT-F05	C-F05	0,50	1,169	0,855	-	28,5	SC
		1,00	1,167	0,857	-	-	SC
		1,50	-	-	-	22,0	SC
RT-C01	C-C01	0,50	1,086	0,921	53,7		SC
		1,00	0,625	1,600	-	21,2	SC
		1,50	0,255	3,921	-		SC

Tabla 14. Resultados de los ensayos de resistividad térmica PE VPV. Conductividad térmica K (W/K·m). W: Humedad (%). Material: Sistema unificado de clasificación de suelos (A. Casagrande, 1948) (USCS).

El ensayo RT-F05 a 1,50 m no se pudo realizar debido a la compactación del terreno (no fue posible insertar la aguja de medición); los ensayos RT-P01 a 1,00 y 1,50 m no se pudieron realizar a causa de la inundación de la calicata. Los registros de humedad in situ que se pudieron realizar se detallan en la tabla anterior (en el resto de los casos no fue posible tomar las mediciones con la aguja en terreno).

Dada la dificultad de la toma de medidas de humedad in situ, se completaron los datos con mediciones de humedad en laboratorio.

Los resultados obtenidos reflejan una resistividad térmica in situ promedio de 1,57 ºK·m/W con un valor máximo puntual de 3,92 ºK·m/W (sector ubicado en un camino del predio La Flora) y una humedad natural promedio 24%.

En forestal Pahuil, las resistividades térmicas registran un rango de valores entre 0,78 y 2,39 ºK·m/W (promedio 1,5 ºK·m/W con una humedad natural de 17,5 %). Los materiales en esta zona suelen ser predominantemente arenosos con pocos finos, los cuales son semi permeables y presentan una alta porosidad efectiva. Por lo cual, la humedad puede variar considerablemente durante las estaciones, dependiendo de las precipitaciones.

En predio La Flora las resistividades térmicas presentan valores entre 0,85 y 3,92 ºK·m/W, con un promedio de 1,64 ºK·m/W con una humedad promedio de 23,9%. Los materiales de esta zona son areno-arcillosos con un alto porcentaje de finos (en algunas zonas superan el 60 %), los que presentan una alta porosidad junto a una baja permeabilidad debido a su baja porosidad efectiva, favoreciendo la retención de agua en sus poros, y aumentando así la humedad.

Existen diferencias en el comportamiento de la resistividad térmica que se pueden relacionar a la diferente composición del suelo entre ambos predios. En la Flora el suelo tiene una composición con mayor porcentaje de finos, que retienen mayor humedad, al tener estos una alta permeabilidad y una menor porosidad efectiva. Como ya se ha indicado, hubo días de lluvias durante la realización de los trabajos.

En términos generales, la humedad desciende con la profundidad en calicatas, aumentando entonces el valor de la resistividad como es previsible.

Los resultados de los ensayos de resistividad térmica in situ, y los gráficos de tiempo-temperatura asociados a cada ensayo, están disponibles en el ANEJO 5. ENSAYOS RESISTIVIDAD TÉRMICA IN SITU.

3.4 ENSAYOS DE PLACA DINÁMICA

Se han llevado a cabo once (11) pruebas dinámicas de placa de carga, para la recuperación de los módulos Evd y Ev2. Los ensayos se realizaron a dos profundidades, una prueba a nivel superficial y otra en torno a 25 - 30 cm de profundidad, distribuidos en el área de estudio, 5 en el predio La Flora y 6 en forestal Pahuil. Los ensayos se ejecutaron el día 9 de septiembre de 2022 con un equipo ZFG 3.0.

El ZFG densitómetro dinámico electrónico 3.0 de los suelos está destinado a la definición de las características de la solidez y la deformabilidad del suelo y los fundamentos de los caminos, también para la realización de las investigaciones de las bases de suelo con el fin de su mejoramiento. Los densitómetros dinámicos del suelo de la serie ZFG se introducen en el registro estatal de la definición del módulo dinámico de la deformación del suelo Evd según la placa de carga dinámica:

- Evaluación de la capacidad de soporte del suelo y cimientos de carreteras en el módulo dinámico de deformación de la placa de carga Evd.
- Determinación del coeficiente de consolidación del suelo mediante la Tabla de correlación traducida.

Descripciones técnicas del densitómetro del terreno ZFG-3.0:

The weight of the falling freight	10 kg	15 kg
Gross weight of the load device	15 kg	20 kg
Height of the load device	1135 mm	1150 mm
Maximum force of influence	7,07 kN	10,6 kN
Range of measurement of Evd	5 - 70 MN/m ²	70 - 105 MN/m ²
Duration of a shock impulse	17,0 ± 1,5 ms	
Range of measurement of draft	0,3 - 10 mm	
Accuracy of measurement of draft	± 0,02 mm	
Diameter of a load plate	300 mm	
Thickness of a load plate	20 mm	
Weight of a load plate	15 kg	
Material	the chromeplated steel nickelized +	
Overall dimensions of the electronic block	100 x 210 x 40 mm	
Weight of the electronic block	440 grams	
Food	4 AA batteries	
Automatic shutdown	In 4 minutes of inaction	
Range of working temperatures	from 0 to +40 °C	

Regulaciones y condiciones del contrato de Dynamic Plate Load Test.

- DIN 18134 2012
- ASTM E2835
- TP BF-StB Teil B 8.3
- ZTVE-StB 09
- NGT 39
- RIL 836 Deutsche Bahn AG
- RVS 08.03.04 März 2008 (Especificación de prueba austriaca)
- UNE 103807-2:2008 (Especificación de prueba española)

En la tabla y figura a continuación, se muestra la ubicación de las pruebas realizadas.

Ensayo	COORDENADAS UTM		Prof (cm)
	X	Y	
PLT-01	715669	6055807	0
	715669	6055807	30
PLT-02	718352	6055118	0
	718352	6055118	25

Ensayo	COORDENADAS UTM		Prof (cm)
	X	Y	
PLT-03	717204	6062506	0
	717204	6062506	30
PLT-04	716775	6062731	0
	716775	6062731	30
PLT-05	714987	6057536	0
	714987	6057536	30
PLT-06	715929	6054695	0
	715929	6054695	30
PLT-07	718273	6063474	0
	718273	6063474	25
PLT-08	719045	6062994	0
	719045	6062994	25
PLT-09 (CAMINO EXISTENTE)	716930	6062785	0
PLT-10 (CAMINO EXITENTE)	715015	6057363	0
PLT-11 (CAMINO EXISTENTE)	716717	6054822	0

Tabla 15. Ubicación y profundidad de las pruebas dinámicas de placa en el PE VPV. *Coordenadas UTM, según Datum WGS84 (Zona 19J)*

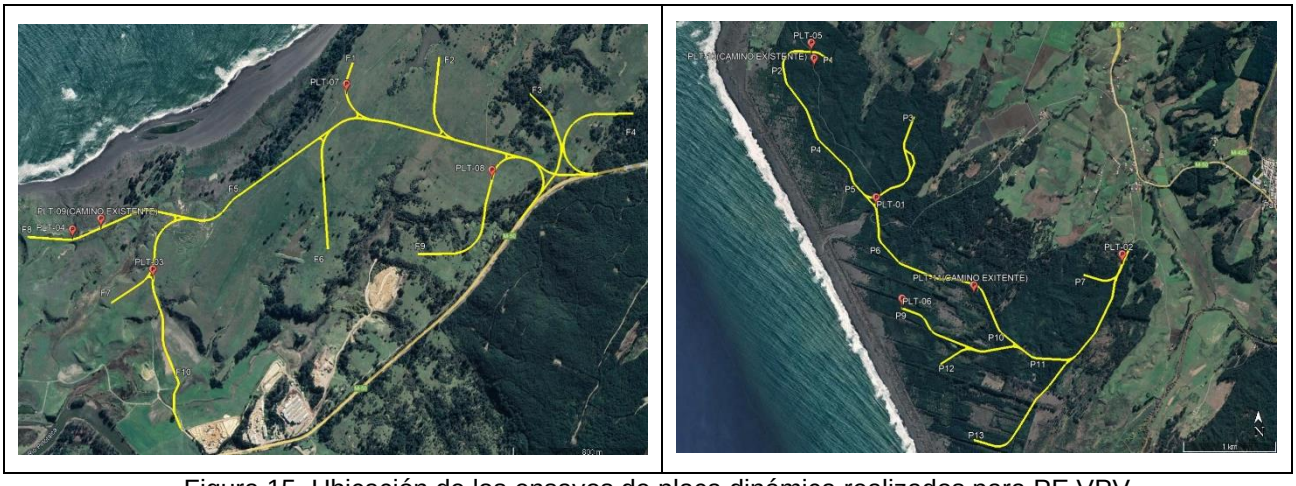


Figura 15. Ubicación de los ensayos de placa dinámica realizados para PE VPV.

Con el ensayo de placa de carga dinámica autónomo, se pueden realizar numerosas investigaciones a diferentes profundidades, en el sustrato o materiales que actuarían como base de los viales. De esta manera, se puede definir si conviene realizar una excavación general para

la construcción del vial, realizar rellenos con aportes de material externo o definir cuál sería la mejor actuación.

A continuación, se desarrolla y aplica la metodología para la correlación entre los asentamientos del terreno medidos con la placa de carga dinámica y la obtención de los valores de CBR in situ.

El método es adecuado para suelos granulares, con tamaño máximo de partículas hasta 63 mm, así como para suelos de grano fino, firmes o duros.

Las pruebas dinámicas de placa de carga se han llevado a cabo para la determinación de los módulos Evd (Módulo de deformación dinámico de la placa de carga) y Ev2 (Módulo de deformación estático convencional de la placa de carga). Para ello, se coloca el mecanismo de carga sobre la placa y se realizan tres impactos para medir las amplitudes de asiento correspondientes en cada uno. Las tres amplitudes de asentamientos S1, S2 y S3 se muestran en la Tabla 16.

Después de la tercera medición, en la pantalla del equipo aparece el valor medio de asentamiento Sm y el valor Evd calculado.

Según diferentes autores, la relación entre el módulo Evd y el módulo Ev2 se establece en 1:2.

De acuerdo con la Norma DIN 18134:2012 “Soil - Testing procedures and testing equipment - Plate load test”, se establece una correlación aproximada de forma gráfica, entre los valores de Ev2 y Evd para determinar el valor del CBR in situ.

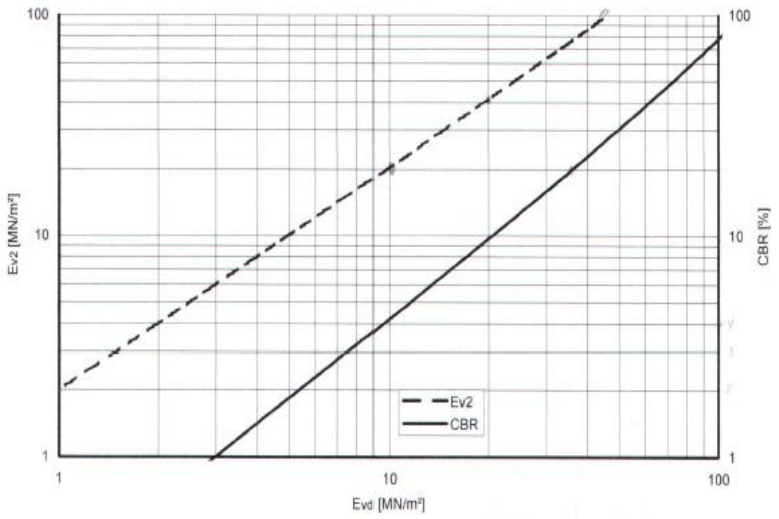


Figura 16. Correlación Evd – CBR según la DIN 18134 (2012).

EMPRESA:	GHM CONSULTORES CHILE LTDA.											
PETICIONARIO:	VIENTOS PACÍFICO VERDE SPA											
PROYECTO:	PE VIENTO PACIFICO VERDE											
Ensayo	Localización	COORDENADAS (HUSO 18)		Prof (cm)	ENSAYO EN TERRENO NATURAL						Ev2	CBR Placa de carga dinámica
		X	Y		S1 (mm)	S2 (mm)	S3 (mm)	S medio (mm)	S/V	Evd(Mpa)		
PLT-01	Pahuil	715.669	6.055.807	0	3,515	3,449	3,369	3,444	6,695	6,53	13,07	3
PLT-01	Pahuil	715.669	6.055.807	30	2,173	2,049	2,14	5,658	5,658	3,98	7,95	1
PLT-02	Pahuil	718.352	6.055.118	0	2,328	2,257	2,272	2,286	4,933	9,84	19,69	4
PLT-02	Pahuil	718.352	6.055.118	25	1,445	1,353	1,373	1,39	3,863	16,19	32,37	8
PLT-03	La Flora	717.204	6.062.506	0	4,358	4,306	4,359	4,341	6,468	5,18	10,37	2
PLT-03	La Flora	717.204	6.062.506	30	3,492	3,419	3,397	3,436	6,627	6,55	13,1	3
PLT-04	La Flora	716.775	6.062.731	0	5,5	5,319	5,386	5,402	6,094	4,17	8,33	1
PLT-04	La Flora	716.775	6.062.731	30	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-05	Pahuil	714.987	6.057.536	0	4,186	3,721	4,277	4,061	6,217	5,54	11,08	2
PLT-05	Pahuil	714.987	6.057.536	30	1,53	1,473	1,446	1,483	3,823	15,17	30,34	7
PLT-06	Pahuil	715.929	6.054.695	0	2,424	2,661	2,163	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-06	Pahuil	715.929	6.054.695	30	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-07	La Flora	718.273	6.063.474	0	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-07	La Flora	718.273	6.063.474	25	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-08	La Flora	719.045	6.062.994	0	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-08	La Flora	719.045	6.062.994	25	2,015	1,929	1,962	1,964	4,902	11,46	22,91	5
PLT-09(CAMINO EXISTENTE)	La Flora	716.930	6.062.785	0	0,316	0,881	0,79	0,662	2,938	33,99	67,98	19
PLT-10 (CAMINO EXITENTE)	Pahuil	715.015	6.057.363	0	0,772	0,835	0,828	0,815	3,282	27,61	55,21	14
PLT-11(CAMINO EXISTENTE)	Pahuil	716.717	6.054.822	0	1,726	1,64	1,638	1,668	3,694	13,49	26,98	6

Tabla 16. Resultados de los ensayos de placa de carga dinámica y su correlación con el CBR in situ.

De forma generalizada, los datos de CBR deducidos de la placa de carga (CBR in situ) en terreno natural, ofrecen valores bajos, un registro máximo de 5 a 0 cm y de 8 a 30 cm, tanto en el predio de La Flora como en el de Pahuil. Este dato indica que, en los primeros centímetros del terreno, rango 0-30 cm en el que se han realizado los ensayos, el material se encuentra parcialmente suelto, y corresponde a una compacidad floja a medianamente densa.

Estos materiales, granulométricamente hablando, son similares a los que se aparecen en profundidad, pero con una compacidad portante menor, ya que el primer tramo corresponde a la tierra vegetal (nivel más superficial) que es un material suelto formado por arena limosa/arcilla limosa, seguido del mismo tipo de material, pero con algo más de compactación. En los apartados posteriores, se valorará la aptitud de estos materiales, para su reutilización en obra.

Respecto a los PLT realizados en caminos existentes, los resultados obtenidos para el PLT-09 y PLT-10, se encuentran entre 14 - 19, lo que responde a un proceso de selección y compactación de material, relacionado con el proceso habitual de ejecución para los caminos. Esto no sucede en el caso del PLT-11, que presenta un resultado comparable al registrado para el terreno natural, encontrándose por debajo de 8.

Los valores de Evd en Pahuil se encuentran en un rango entre 4 y 16 MPa, con un promedio de 10 MPa. En el predio La Flora se mueven en un rango entre 4 y 12 MPa, con un promedio de 9 MPa. Lo anterior referido al terreno en condiciones naturales. El valor de Ev2 (módulo de compresibilidad estático) deducido a partir de la placa de carga resulta en un valor promedio de 20 MPa en Pahuil y 18 MPa en La Flora.

3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio se han ejecutado sobre las muestras de suelo obtenidas en los sondajes.

Dadas las características propias del terreno encontrado y la naturaleza de los trabajos, se han obtenido muestras de SPT y TP en los sondajes, así como muestras en bolsa y saco en las calicatas. También se ha tomado una muestra de agua en uno de los sondajes para su análisis.

Todos los ensayos se han realizado en un laboratorio acreditado y mediante procedimientos normalizados de acuerdo con normas NCh, ASTM y UNE. El laboratorio responsable de estos ensayos ha sido LACOEX, ubicados en Santiago de Chile.

Todas las Actas de laboratorio se incluyen en el ANEJO 7. ENSAYOS DE LABORATORIO.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de todas las muestras ensayadas en las posiciones investigadas.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)	Densidad aparente seca (g/cm³)	Densidad aparente humedad (g/cm³)	Corte directo		Compresión uniaxial		Índice de colapso I (%)	Hinchamiento libre (%)	Ensayo Proctor			Ensayo C.B.R.		QUÍMICOS Agresividad del suelo						QUÍMICOS Agresividad del agua					
		Inicial	Final		Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)				Cohesión C (kPa)	Ángulo rozamiento interno (°)	Tensión (kg/cm²) qu	Deformación (%)					Tipo de Próctor	Humedad óptima (%)	Densidad máxima, en g/cm³	Índice C.B.R. (95%)	Índice C.B.R. (100%)	Materia orgánica (%)	Sales Solubles (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-}), (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-})	pH	Carbonatos (%)	pH	Cloruros totales (mg/l)	Sulfatos totales (mg/l)	Materia Orgánica mgO/l	Conductividad eléctrica (uS)
La Flora	**S-03 (SF-08)**	2,50	2,95	SPT-2	0,4	41,1	58,6	CL	A-6 (9)	38	20	18																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	4,00	4,45	SPT-3	0,5	77,0	22,5	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	28,09																								
La Flora	**S-03 (SF-08)**	5,80	–	AGUA																													7,14	4	55	0,090	403
La Flora	**S-03 (SF-08)**	7,00	7,45	SPT-5	0,0	78,0	22,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	8,95	9,22	TP-1	2,2	67,3	30,5	SC	A-2-6 (0)	33	22	11	22,64	1,58	1,94	10,70	43,4			0,80	0,10							0,69	758	221	0,022	7,52	0					
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,15	12,50	TP-2									22,39	1,75	2,14			35,8	4,26																		
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,50	12,95	SPT-8	0,0	60,0	40,0	SC	A-7-6 (7)	53	24	29																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	15,00	15,45	SPT-9	0,0	54,8	45,2	SC	A-7-6 (13)	64	28	36																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	20,00	20,25	SPT-11	0,0	34,9	65,1	CH	A-7-6 (38)	82	29	53																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	1,70	2,00	TP-1																								0,25	435	107	0,011	7,38	0					
La Flora	**S-04 (SF-09)**	2,50	2,95	SPT-2	0,0	80,8	19,1	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	4,00	4,45	SPT-3	0,1	85,9	14,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	23,49																								
La Flora	**S-04 (SF-09)**	5,50	5,95	SPT-4	12,7	76,7	10,6	SW-SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	8,72	8,92	TP-2	0,5	81,4	18,0	SC	A-2-6 (0)	31	20	11	17,13	1,53	1,79	57,80	43,8			0,60	0,10																
La Flora	**S-04 (SF-09)**	12,00	12,08	SPT-8	0,0	73,7	26,2	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	16,00	16,22	SPT-10	0,3	60,1	39,5	SC	A-6 (1)	34	23	11																									
La Flora	**CC-01**	0,50	1,00	4MS+1MB	1,2	54,9	44,0	SC	A-7-6 (5)	43	25	18	21,15										PM	24,3	1,53	10	15										
La Flora	**C-F05**	0,50	1,00	3MS+1MB	0,3	55,7	44,0	SC	A-7-6 (9)	49	20	29	28,54										PM	21,7	1,69	2	3										
La Flora	**C-F05**	1,50	2,00	MB									21,96																								
La Flora	**C-F06**	1,50	2,00	3MS+1MB	0,2	35,4	64,4	CL	A-7-6 (13)	42	21	21											PM	23,2	1,64	5	7										
Pahuil	**C-F10**	1,50	2,00	4MS+1MB	56,6	32,7	10,7	GP-GC	A-2-4 (0)	25	18	7											PM	7,3	2,12	16	22										
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	2,50	2,95	SPT-2	0,2	92,0	7,8	SW-SM	A-3 (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	4,00	4,45	SPT-3	0,0	96,6	3,4	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP																0,14	556	124	0,012	7,21	0					
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	5,50	5,95	SPT-4	0,0	96,1	3,9	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	9,00	9,45	SPT-6	0,1	98,4	1,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	13,37	13,67	TP-1	0,0	46,2	53,8	CH	A-7-6 (29)	82	26	56	28,22	1,62	2,09	36,90	47,7			0,60	0,10																
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	19,00	19,45	SPT-10	0,0	56,7	46,3	SC	A-7-6 (18)	76	28	48																									
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	2,50	2,95	SPT-2	0,0	95,5	4,4	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	4,00	4,45	SPT-3	0,5	93,2	6,3	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP																0,18	672	135	0,014	7,43	0					
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	7,00	7,45	SPT-5	2,2	92,6	5,2	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	11,00	11,45	SPT-7	0,2	98,6	1,2	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	15,00	15,45	SPT-9	0,3	97,8	1,9	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP																									
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	19,90	20,50	TP-1	0,2	77,1	22,7	SC	A-2-7 (4)	77	24	53	27,16	1,53	1,95																						
Pahuil	**C-SE**	0,30	0,50	3MS+1MB	0,0	98,8	1,2	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP											PM	3,4	1,77	11	12										
Pahuil	**C-P01**	0,30	0,50	3MS+1MB	0,0	99,5	0,5	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP	16,20										PM	4,9	1,72	9	10										
Pahuil	**C-P07**	1,50	2,00	3MS+1MB	0,0	97,9	2,1	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP											PM	3,1	1,73	7	11										
Pahuil	**C-P08**	2,00	2,50	3MS+1MB	0,0	99,5	0,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP											PM	4,3	1,73	10	12										
Número		33	33	33	33	33	33	33	33	11	5	5	3	3	1	1	3	3	8	8	8	8	8	4	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
Máximo		56,6	99,5	65,1	–	–	82	29	56	28,5	1,75	2,14	57,80	47,7	35,8	4,3	0,80	0,10	–	24,3	2,1	16	22	0,7	758	221	0,022	7,520	0,000	7,1	4	55	0,090	403
Mínimo		0,0	32,7	0,5	–	–	25	18	7	16,2	1,53	1,79	10,70	43,4	35,8	4,3	0,60	0,10	–	3,1	1,5	2	3	0,1	435	107	0,011	7,210	0,000	7,1	4,000	55,000	0,090	403

Tabla 17. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE PARTÍCULAS DE SUELO POR SEDIMENTACIÓN (MÉTODO HIDROMÉTRICO)												
SONDEO	**MUESTRA**	**PROF. (m)**	**D1**	**% < D1**	**D2**	**% < D2**	**D3**	**% < D3**	**D4**	**% < D4**	**D5**	**% < D5**
S-03 (SF-08)	SPT-2	2,5-2,95	0.0654	63,8	0.0510	60,6	0.0365	57,4	0.0235	51	0.0139	44,6
S-03 (SF-08)	SPT-8	12,50-12,95	0.0682	51	0.0526	51	0.0376	47,9	0.0242	41,5	0.0141	38,3
S-04 (SF-09)	TP-2	8,72-8,92	0.0722	31,9	0.0562	28,7	0.0398	28,7	0.0254	25,5	0.0148	22,3
S-01 (SP-02)	TP-1	13,37-13,67	0.0640	70,2	0.0499	67	0.0357	63,8	0.0228	60,6	0.0133	57,4
S-02 (SP-09)	TP-1	19,9-20,5	0.0682	51	0.0532	47,8	0.0380	44,6	0.0245	38,2	0.0143	35,1
SONDEO	**MUESTRA**	**PROF. (m)**	**D6**	**% < D6**	**D7**	**% < D7**	**D8**	**% < D8**	**D9**	**% < D9**	**D10**	**% < D10**
S-03 (SF-08)	SPT-2	2,5-2,95	0.0100	38,3	0.0071	35,1	0.0051	31,9	0.0036	28,7	0.0015	22,3
S-03 (SF-08)	SPT-8	12,50-12,95	0.0101	35,1	0.0072	31,9	0.0051	28,7	0.0037	25,5	0.0015	22,3
S-04 (SF-09)	TP-2	8,72-8,92	0.0105	19,1	0.0074	19,1	0.0053	15,9	0.0038	15,9	0.0015	15,9
S-01 (SP-02)	TP-1	13,37-13,67	0.0095	54,2	0.0068	51	0.0049	47,8	0.0035	44,6	0.0014	41,5
S-02 (SP-09)	TP-1	19,9-20,5	0.0102	31,9	0.0073	28,7	0.0051	28,7	0.0036	28,7	0.0015	22,3

Tabla 18. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. Ensayos Método hidrométrico.

Predio	Muestra ensayada	Inicial	Final	Tipo de muestra	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	Humedad natural (%)	Densidad aparente seca (g/cm^3)	Densidad aparente humedad (g/cm^3)	Cohesión C (kPa)	Ángulo rozamiento interno (°)	Índice de colapso I (%)	Hinchamiento libre (%)	Tipo de Próctor	Humedad óptima (%)	Densidad máxima, en g/cm^3	Índice C.B.R. (95%)	Índice C.B.R. (100%)	Materia orgánica (%)	Sales Solubles (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-}), (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-})	pH	Carbonatos (%)
Pahuil	**C-F10**	1,50	2,00	4MS+1MB	56,6	32,7	10,7	GP-GC	A-2-4 (0)	25	18	7								PM	7,3	2,12	16	22						
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	2,50	2,95	SPT-2	0,2	92,0	7,8	SW-SM	A-3 (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	4,00	4,45	SPT-3	0,0	96,6	3,4	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP													0,14	556	124	0,012	7,21	0
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	5,50	5,95	SPT-4	0,0	96,1	3,9	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	9,00	9,45	SPT-6	0,1	98,4	1,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	13,37	13,67	TP-1	0,0	46,2	53,8	CH	A-7-6 (29)	82	26	56	28,22	1,62	2,09	36,90	47,7	0,60	0,10											
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	19,00	19,45	SPT-10	0,0	56,7	46,3	SC	A-7-6 (18)	76	28	48																		
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	2,50	2,95	SPT-2	0,0	95,5	4,4	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	4,00	4,45	SPT-3	0,5	93,2	6,3	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP													0,18	672	135	0,014	7,43	0
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	7,00	7,45	SPT-5	2,2	92,6	5,2	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	11,00	11,45	SPT-7	0,2	98,6	1,2	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	15,00	15,45	SPT-9	0,3	97,8	1,9	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP																		
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	19,90	20,50	TP-1	0,2	77,1	22,7	SC	A-2-7 (4)	77	24	53	27,16	1,53	1,95															
Pahuil	**C-SE**	0,30	0,50	3MS+1MB	0,0	98,8	1,2	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP								PM	3,4	1,77	11	12						
Pahuil	**C-P01**	0,30	0,50	3MS+1MB	0,0	99,5	0,5	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP	16,20							PM	4,9	1,72	9	10						
Pahuil	**C-P07**	1,50	2,00	3MS+1MB	0,0	97,9	2,1	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP								PM	3,1	1,73	7	11						
Pahuil	**C-P08**	2,00	2,50	3MS+1MB	0,0	99,5	0,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP								PM	4,3	1,73	10	12						
Número		17	17	17	17	17	17	17	17	3	2	2	1	1	1	1	5	5	5	5	5	2	2	2	2	2	2			
Máximo		56,6	99,5	53,8	–	–	82	28	56	28,2	1,62	2,09	36,90	47,7	0,60	0,10	–	7,3	2,1	16	22	0,2	672	135	0,014	7,430	0,000			
Mínimo		0,0	32,7	0,5	–	–	25	18	7	16,2	1,53	1,95	36,90	47,7	0,60	0,10	–	3,1	1,7	7	10	0,1	556	124	0,012	7,210	0,000			

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	D1	% < D1	D2	% < D2	D3	% < D3	D4	% < D4	D5	% < D5
S-01 (SP-02)	TP-1	13,37-13,67	0.0640	70,2	0.0499	67	0.0357	63,8	0.0228	60,6	0.0133	57,4
S-02 (SP-09)	TP-1	19,9-20,5	0.0682	51	0.0532	47,8	0.0380	44,6	0.0245	38,2	0.0143	35,1
SONDEO	**MUESTRA**	**PROF. (m)**	**D6**	**% < D6**	**D7**	**% < D7**	**D8**	**% < D8**	**D9**	**% < D9**	**D10**	**% < D10**
S-01 (SP-02)	TP-1	13,37-13,67	0.0095	54,2	0.0068	51	0.0049	47,8	0.0035	44,6	0.0014	41,5
S-02 (SP-09)	TP-1	19,9-20,5	0.0102	31,9	0.0073	28,7	0.0051	28,7	0.0036	28,7	0.0015	22,3

Tabla 19. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. PREDIO PAHUIL. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)	Densidad aparente seca (g/cm³)	Densidad aparente humedad (g/cm³)	Corte directo		Compresión uniaxial		Índice de colapso I (%)	Hinchamiento libre (%)	Ensayo Proctor			Ensayo C.B.R.		QUÍMICOS Agresividad del suelo						QUÍMICOS Agresividad del agua				
		Inicial	Final		Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)				Cohesión C (kPa)	Ángulo rozamiento interno (°)	Tensión (kg/cm²) qu	Deformación (%)				Tipo de Próctor	Humedad óptima (%)	Densidad máxima, en g/cm³	Índice C.B.R. (95%)	Índice C.B.R. (100%)	Materia orgánica (%)	Sales Solubles (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-}), (mg/kg)	Sulfatos Cuantitativos (SO_4^{2-})	pH	Carbonatos (%)	pH	Cloruros totales (mg/l)	Sulfatos totales (mg/l)	Materia Orgánica mgO/l	Conductividad eléctrica (uS)
La Flora	**S-03 (SF-08)**	2,50	2,95	SPT-2	0,4	41,1	58,6	CL	A-6 (9)	38	20	18																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	4,00	4,45	SPT-3	0,5	77,0	22,5	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	28,09																								
La Flora	**S-03 (SF-08)**	5,80	–	AGUA																													7,14	4	55	0,090	403
La Flora	**S-03 (SF-08)**	7,00	7,45	SPT-5	0,0	78,0	22,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	8,95	9,22	TP-1	2,2	67,3	30,5	SC	A-2-6 (0)	33	22	11	22,64	1,58	1,94	10,70	43,4			0,80	0,10							0,69	758	221	0,022	7,52	0					
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,15	12,50	TP-2									22,39	1,75	2,14			35,8	4,26																		
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,50	12,95	SPT-8	0,0	60,0	40,0	SC	A-7-6 (7)	53	24	29																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	15,00	15,45	SPT-9	0,0	54,8	45,2	SC	A-7-6 (13)	64	28	36																									
La Flora	**S-03 (SF-08)**	20,00	20,25	SPT-11	0,0	34,9	65,1	CH	A-7-6 (38)	82	29	53																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	1,70	2,00	TP-1																								0,25	435	107	0,011	7,38	0				
La Flora	**S-04 (SF-09)**	2,50	2,95	SPT-2	0,0	80,8	19,1	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	4,00	4,45	SPT-3	0,1	85,9	14,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	23,49																								
La Flora	**S-04 (SF-09)**	5,50	5,95	SPT-4	12,7	76,7	10,6	SW-SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	8,72	8,92	TP-2	0,5	81,4	18,0	SC	A-2-6 (0)	31	20	11	17,13	1,53	1,79	57,80	43,8			0,60	0,10																
La Flora	**S-04 (SF-09)**	12,00	12,08	SPT-8	0,0	73,7	26,2	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP																									
La Flora	**S-04 (SF-09)**	16,00	16,22	SPT-10	0,3	60,1	39,5	SC	A-6 (1)	34	23	11																									
La Flora	**CC-01**	0,50	1,00	4MS+1MB	1,2	54,9	44,0	SC	A-7-6 (5)	43	25	18	21,15										PM	24,3	1,53	10	15										
La Flora	**C-F05**	0,50	1,00	3MS+1MB	0,3	55,7	44,0	SC	A-7-6 (9)	49	20	29	28,54										PM	21,7	1,69	2	3										
La Flora	**C-F05**	1,50	2,00	MB									21,96																								
La Flora	**C-F06**	1,50	2,00	3MS+1MB	0,2	35,4	64,4	CL	A-7-6 (13)	42	21	21											PM	23,2	1,64	5	7										
Número		16	16		16	16	16	16	16	16	16	16	8	3	3	2	2	1	1	2	2	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1
Máximo		12,7	85,9	65,1	–	–	82	29	53	28,5	1,75	2,14	57,80	43,8	35,8	4,3	0,80	0,10	–	24,3	1,7	10	15	0,7	758	221	0,022	7,520	0,000	7,1	4	55	0,090	403			
Mínimo		0,0	34,9	10,6	–	–	31	20	11	17,1	1,53	1,79	10,70	43,4	35,8	4,3	0,60	0,10	–	21,7	1,5	2	3	0,3	435	107	0,011	7,380	0,000	7,1	4,000	55,000	0,090	403			

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	D1	% < D1	D2	% < D2	D3	% < D3	D4	% < D4	D5	% < D5
S-03 (SF-08)	SPT-2	2,5-2,95	0.0654	63,8	0.0510	60,6	0.0365	57,4	0.0235	51	0.0139	44,6
S-03 (SF-08)	SPT-8	12,50-12,95	0.0682	51	0.0526	51	0.0376	47,9	0.0242	41,5	0.0141	38,3
S-04 (SF-09)	TP-2	8,72-8,92	0.0722	31,9	0.0562	28,7	0.0398	28,7	0.0254	25,5	0.0148	22,3

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	D6	% < D6	D7	% < D7	D8	% < D8	D9	% < D9	D10	% < D10
S-03 (SF-08)	SPT-2	2,5-2,95	0.0100	38,3	0.0071	35,1	0.0051	31,9	0.0036	28,7	0.0015	22,3
S-03 (SF-08)	SPT-8	12,50-12,95	0.0101	35,1	0.0072	31,9	0.0051	28,7	0.0037	25,5	0.0015	22,3
S-04 (SF-09)	TP-2	8,72-8,92	0.0105	19,1	0.0074	19,1	0.0053	15,9	0.0038	15,9	0.0015	15,9

Tabla 20. Tablas resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales existentes en la zona de estudio del PE VPV. PREDIO LA FLORA. Ensayos de clasificación y estado, resistencia y químicos.

LEYENDA

- **Tipo de muestra**: SPT (Ensayo de penetración estándar), SHELBY (Muestra inalterada), TP (Testigo plastificado).
- **PROF. (m):** Profundidad con respecto a la cota del terreno en la que se toma la muestra.
- **UG:** Unidad Geotécnica.
- **Granulometría**. Grava: % en peso de la muestra retenido por el tamiz U.N.E. 5. Arena: % en peso de la muestra que pasa por el tamiz U.N.E. 5 y es retenido por el tamiz U.N.E. 0,08. Finos: % de material que pasa por el tamiz U.N.E. 0,08. (arcillas y limos).
- **Límites de Atterberg**. LL: Límite líquido (%) IP: Índice de plasticidad (%).
- **USCS**: Clasificación de la muestra de suelo según Casagrande, basada en la granulometría y los límites de Atterberg.
- $\mathbf{W_{nat}}$: % Humedad natural de la muestra de suelo.
- γ_h: Densidad aparente humedad (t/m³).
- γ_s: Densidad aparente seca (t/m^3).
- **Triaxial (CU).** C: Cohesión (kPa). Φ: Ángulo de rozamiento interno (º)
- **Corte directo**. C: Cohesión (kPa). Φ: Ángulo de rozamiento interno (º)
- **Compresión uniaxial**. qu. Tensión (kgr/cm^2). Deformación (%)
- **Granulometría por sedimentación:** Diámetro de cada partícula (mm) vs contenido de cada partícula (%).

4 GEOLOGIA

4.1 Fisiografía y Geomorfología

Desde el punto de vista hidrológico, la zona de estudio se encuentra situada en la cuenca del río Maule, concretamente en la margen izquierda a 30-35 km al sur de la desembocadura.

El área forma parte de la VII Región. Es una de las cuencas de mayor superficie (6.332 km^2) y caudal del país. Comprende parte de los territorios de las Provincias de Curicó, Talca, Linares y Cauquenes.

Desde un punto de vista geomorfológico, las unidades morfoestructurales existentes en la región son las siguientes:

- Planicies litorales.
- Llanos Fluviales.
- Cordillera de la Costa.
- Depresión Central.
- “La Montaña” o Precordillera.
- Cordillera Andina.

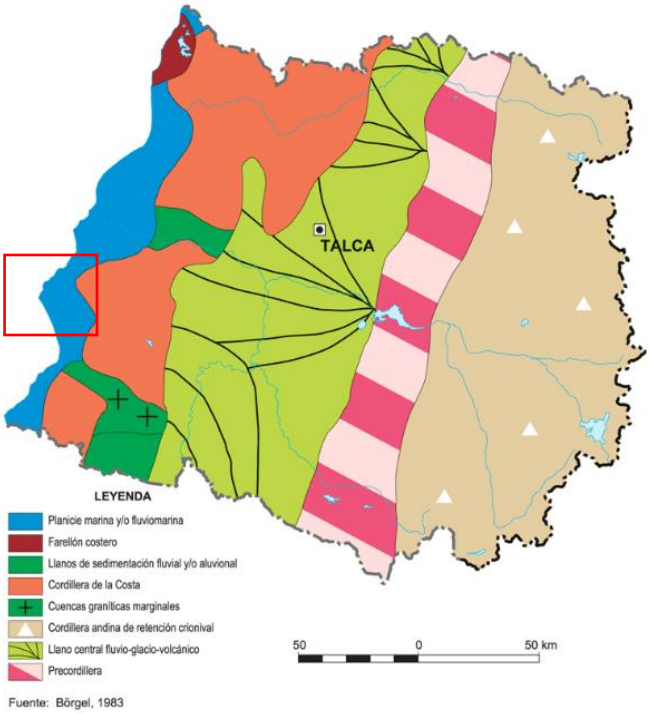


Figura 17. Mapa geomorfológico, Börgel 1983. Área del proyecto demarcada en rojo.

Las planicies litorales están conformadas por planicies de sedimentación fluvio-marina con aportes de los ríos Mataquito y Maule, mientras que al sur de Constitución se desarrollan principalmente terrazas marinas y extensas playas con dunas especialmente en Putú, Chanco y Curanipe. Destacando los acantilados de Chanco, depósitos marinos asignados al Cretácico-Paleógeno.

El sector del proyecto se ubica en las Planicies litorales, adosado a llanos fluviales del río Pinotalca el cual desemboca entre ambos predios, La Flora y Pahuil, junto a Loanco.

La Región del Maule posee 3 morfologías principales La Cordillera de la Costa, La Depresión Intermedia y La Cordillera de los Andes. Se reconocen en las tres áreas rocas metamórficas, intrusivas, depósitos volcano-sedimentarios, depósitos sedimentarios consolidados y depósitos no consolidados (DGA, 2014).

4.2 Geología general

De acuerdo con los trabajos realizados por García & Valdivia (1970), Escobar et al. (1977) y Cecioni (1983) la geología del sector se caracteriza por un basamento metamórfico paleozoico expuesto en el sector oriental que es intruido en algunas partes por un basamento granítico o batolito costero con disposición noreste que aflora en los alrededores de Pelluhue. Sobreyaciendo a estas unidades mediante una inconformidad se disponen alrededor de la bahía de Chanco y en los acantilados sucesiones sedimentarias marinas cretácicas y sobre estos escasos afloramientos del cenozoico que se encuentran cubierto en casi su totalidad por dunas cuaternarias y recientes (García & Valdivia ,1970).

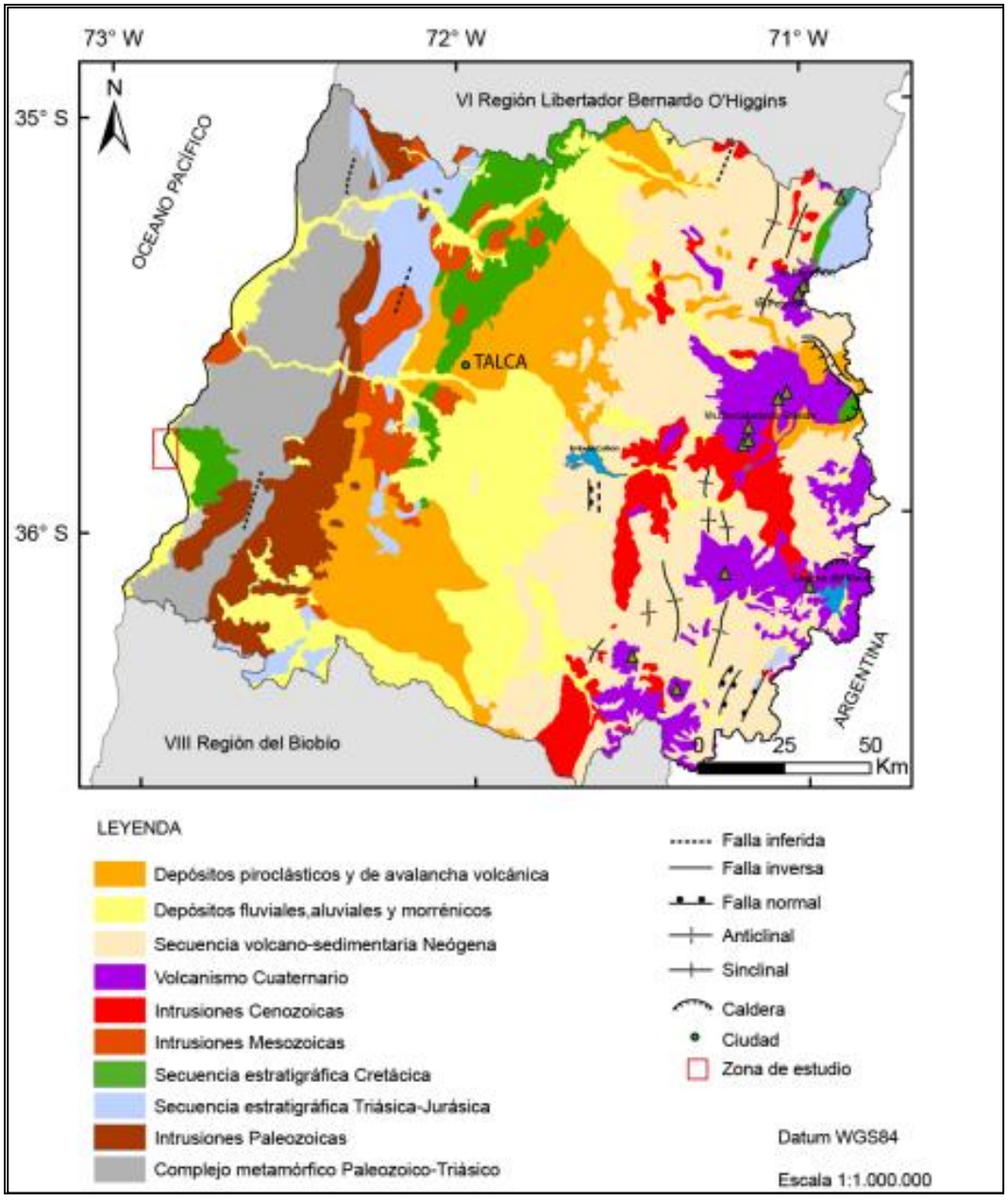


Figura 18. Sección Mapa Geológico de la Región del Maule. A partir del 1.1000.000 del Sernageomin, 2002, (Extraído de Aravena (2012). En rojo, área de y adyacente al proyecto.

4.2.1 Paleozoico

COMPLEJO METAMÓRFICO

El basamento metamórfico en la zona de estudio corresponde a la serie occidental (Aguirre et al.,1972), aflora al este de las sucesiones sedimentarias del Cretácico Superior. Se compone localmente de esquistos micáceos gris oscuro con nódulos de albita y lentes de cuarzos, en los

núcleos de los pliegues presenta cuarzo y tanto la esquistosidad como los pliegues mantean levemente al este (Cecioni, 1983). Dataciones en vetillas de cuarzo en el sector costero de los Pellines en 40Ar/39Ar indicarían un rango de edad de 308.27 ± 1.3 Ma. (Willner et al., 2005). De acuerdo con Hervé et al. (1976, 1981) esta serie sería interpretada como un complejo de subducción, dominado según Glodny et al. (2005) y Willner et al. (2005) como un prisma de acreción basal (Figura 16).

INTRUSIVOS PALEOZOICOS

Los intrusivos que se exponen en la zona de estudio corresponden al batolito costero del sur (SCB) definido por Hervé et al. (1987) y se compone de tonalitas, granodioritas, dioritas y minoritariamente de gabros y granitos. Localmente se exponen granodioritas que se distribuyen de manera homogénea y casi continua en el sector oriental del basamento metamórfico, al este de Pelluhue. Se estima una edad de 288 Ma (Cecioni ,1983) para estos intrusivos en Pelluhue (Figura 16).

4.2.2 Mesozoico

ROCAS SEDIMENTARIAS CRETÁCICAS

Los sedimentos cretácicos del área de Chanco aforan en un gran semicírculo rodeando por el oriente y el norte a los sedimentos cenozoicos. Están depositados discordantemente sobre el basamento metamórfico y afectados por un leve anticlinal al norte del Faro Carranza. Constituido por limolita gris azuleja-verdosa en partes glauconítica, en parte fosilífera (García & Valdivia,1970), en la que se alternan bancos de arenisca gris clara con concreciones. García & Valdivia (1970) mediante el estudio de sondajes determinó un espesor de 500 m para estos depósitos. De acuerdo con las determinaciones macro-paleontológicas (Thile & Tavera 1967, Castro et al.,2016) estos sedimentos tendrían una edad Maastrichtiana (Figura 16).

4.2.3 Cenozoico

ROCAS SEDIMENTARIAS EOCENAS

Los sedimentos terciarios están cubiertos en casi su totalidad por dunas cuaternarias y recientes. El único afloramiento que permitió sospechar la presencia de estratos terciarios está ubicado en la barranca norte del Río Reloca, en el corte del camino Chanco-Constitución. Mediante sondajes en los pozos Chanco 9A, 33A y 36 localizados en los alrededores del centro de Chanco, fue posible detectar el contacto con las sucesiones cretácicas, presentándose una sutil angularidad y un cambio faunístico abrupto; presentarían un espesor mínimo de 174 m y

corresponden a lutitas grises con abundante microfauna. (García & Valdivia, 1970). Según determinaciones micropaleontológicas de E. Severin, la sección seria de edad Eoceno superior (García & Valdivia, 1970), mientras que la presencia de las taxas Xiphiorhynchinae indet., Isurolamna sp. y Macrorhizodus praecursor encontrada en los niveles superiores del acantilado al norte de Farro Carranza señalan una edad Eocena (Otero,2015) (Figura 16).

4.2.4 Cuaternario

Su distribución abarca la bahía de Chanco mayoritariamente y el borde costero. Corresponden a depósitos eólicos transitorios y sedimentos fluviales asociados a los ríos Loanco, Reloca, Rahue, Curanilahue y el Manzano. El Pozo Chanco-5 efectuado (García & Valdivia, 1970) reveló un contacto discordante sobre sedimentos terciarios y cuaternarios, con espesores de hasta 63 m (Figura 16).

Es importante destacar los sedimentos no consolidados de edad Cuaternario depositados en ambientes de origen fluvial, fluvioglacial, glacial, coluvial y lacustre los cuales rellenan las cuencas. Existiendo además en la Cordillera de la Costa terrazas marinas desarrolladas probablemente durante el Pleistoceno y Holoceno (DGA, 2014).

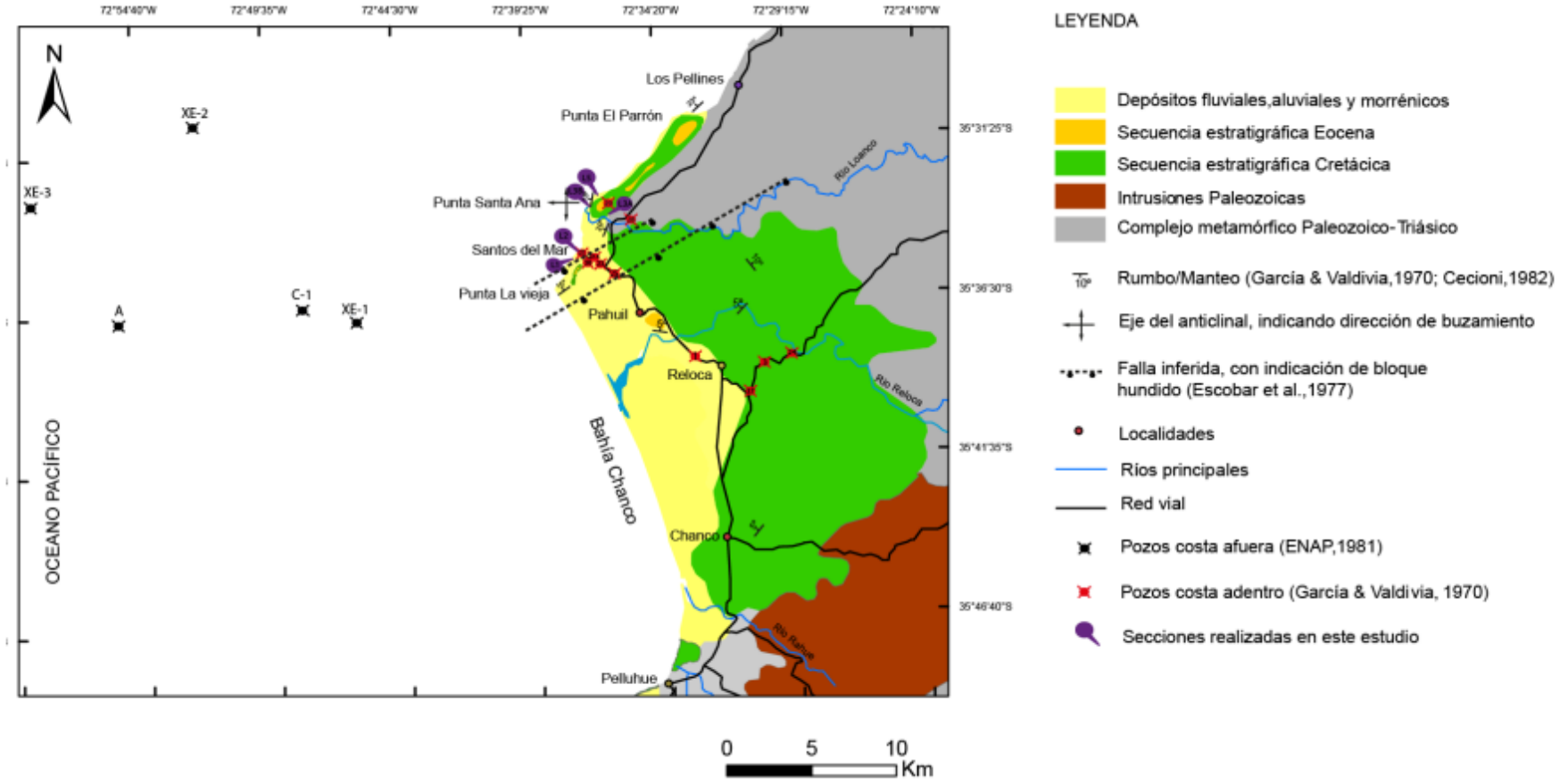


Figura 19. Mapa geológico del sector costero de la región del Maule, entre 35º30'S a 35º 50' S, basado en García & Valdivia (1970), Es co bar et al. (1977), Cecioni (1983) y SERNAGEOMIN (2003).

Desde un punto de vista de la estructural regional y tectónico, el área de estudio se enmarca en la zona de Cordillera Costera.

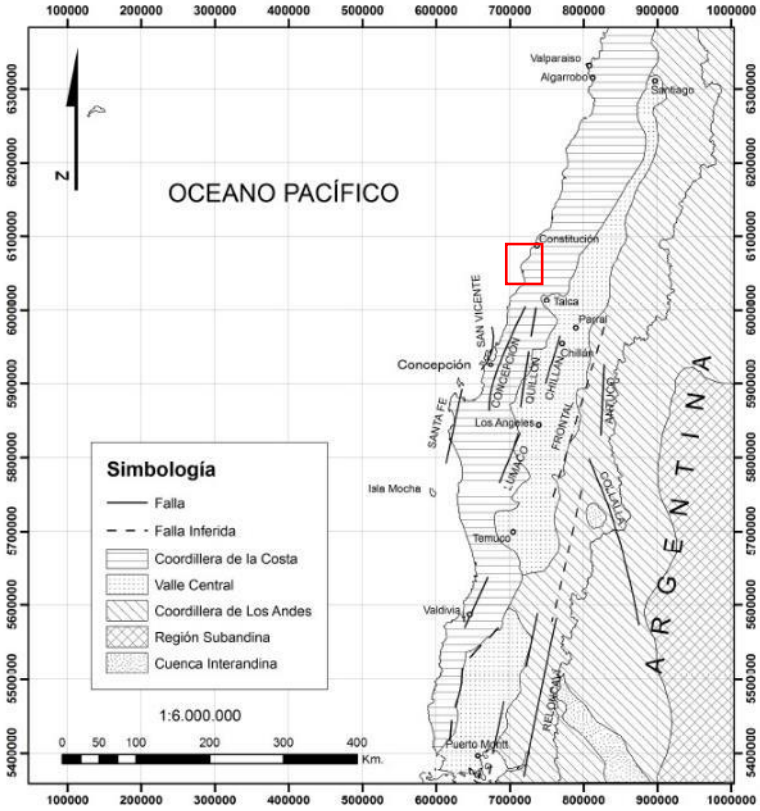
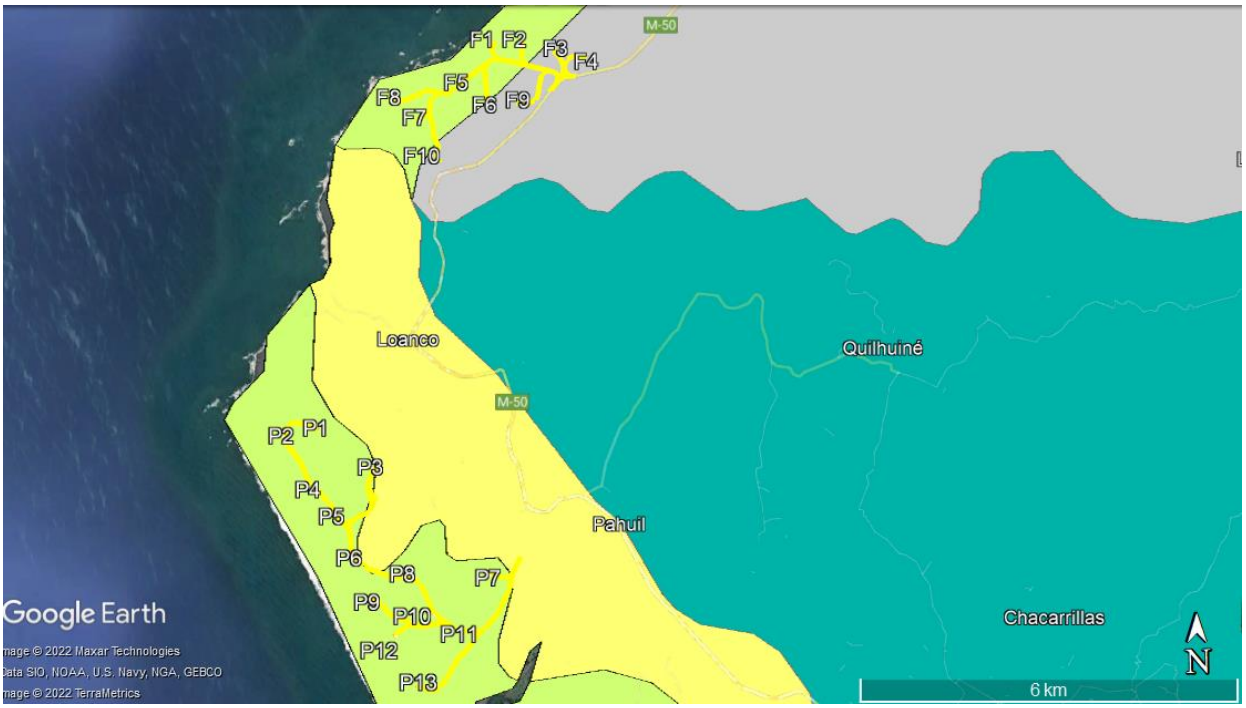


Figura 20. Mapa tectónico regional de Chile. Localización de la zona de estudio demarcada en rojo.

4.3 Geología local

El proyecto se ubica en el borde costero a la altura de Constitución 30 km al sur, comprendiendo principalmente depósitos sedimentarios recientes cuaternarios Q1 (Depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa) y Qm (Depósitos litorales: arenas y gravas de playas actuales) de origen costero y fluvial principalmente (sedimentos litorales y fluviales no consolidados y consolidados).

A continuación, se representan las principales unidades geológicas presentes en el parque eólico, a partir del mapa 1:1.000.000 del Sernageomin.



Leyenda

Q1
Pleistoceno-Holoceno
Depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa; en menor proporción fluvioglaciales, deltaicos, litorales o indiferenciados. En la Depresión Central, regiones Metropolitana a IX: abanicos mixtos de depósitos aluviales y fluvioglaciales con intercalación de depósitos volcanoclásticos.

Qm
Pleistoceno-Holoceno
Depósitos litorales: arenas y gravas de playas actuales.

Ks1m
Cretácico Superior
Secuencias sedimentarias marinas de plataforma, litorales o transicionales: areniscas, conglomerados, lutitas, calizas extraclásticas y oolíticas, sucesiones turbidíticas. En la Cordillera Principal, región II: Formación Lomas Negras y Estratos de Quebrada Blanca de Poquis; en la costa, regiones VII y VIII: Formación Quiriquina; en la XII: formaciones Cerro Toro y Punta Barrosa.

Pz4a
Silúrico?-Carbonífero
Esquistos muscovíticos y metabasitas, metachert y serpentinitas con metamorfismo de alto gradiente P/T (Serie Occidental) y metamorfismo del Carbonífero temprano. En la Cordillera de la Costa, regiones VI a IX.

Figura 21. Mapa geológico 1:1.000.000 Sernageomin.

En profundidad, y debajo de la cobertera cuaternaria, podrían aparecer rocas sedimentarias marinas de plataforma (areniscas, conglomerados, lutitas y calizas) y metamórficas foliadas especialmente en el predio norte.

4.3.1 Unidades Geológicas investigadas.

En relación con los resultados obtenidos en los trabajos de terreno como sondajes y calicatas, junto con la observación de la cartografía del Sernageomin a escala 1:1.000.000, se han propuesto 5 unidades geológicas, tres de ellas pertenecientes a depósitos litorales (arena limosa, arena mal graduada, arena limosa-arcillosa), una correspondiente a depósitos aluviales, coluviales y de remociones en masa, y una unidad caracterizada por rocas metamórficas constituidas por esquistos, metabasitas, metachert y serpentinitas.



Figura 22. Mapa geológico local de la zona con la ubicación de los aerogeneradores y estudios. A la izquierda predio la Flora, a la derecha forestal Pahuil.

Arena limosa

Perteneciente a depósitos litorales continentales del Cuaternario. Se caracteriza por una humedad de suelo alta. Arena bien gradada con presencia de limo variable y presencia de fragmentos de roca y grava. A niveles medios se encuentra arena fina a media con tonalidades grisáceas medianamente densa a densa, y en algunos sectores con presencia de conchillas. A profundidades mayores a los 13 m se encuentran arenas limosas con restos de conchillas, de compacidad densa a muy densa y de granulometría fina.

Arena mal gradada

Perteneciente a depósitos litorales continentales del Cuaternario. Compuesta por arena de compacidad floja, mal gradada, de tonalidad gris oscuro y granulometría fina a media, de plasticidad nula y humedad general baja a media. En el predio La Flora se tiene suelo de humedad alta, en superficie se compone de arena mal gradada de grano medio que va gradando a arena con presencia de gravas y a grava con matriz arenosa y arcillosa a medida que aumenta la profundidad, las gravas poseen cantos subredondeados de 2-10 cm de diámetro.

Arena limosa-arcillosa

Perteneciente a depósitos litorales continentales del Cuaternario. Compuesto en superficie por arcilla arenosa o arena arcillosa de granulometría fina medianamente densa a densa, con plasticidad media a alta, y humedad media a alta, de tonalidad marrón. En profundidad se suele encontrar arena arcillosa medianamente densa de tonalidad marrón, plasticidad media a alta y humedad media, con granos de arena finos que van aumentando de tamaño con la profundidad. Después de los 2.5 m de profundidad se encuentra arena de grano medio floja a medianamente densa con plasticidad baja a nula y humedad media a baja.

En las zonas más cercanas al mar se tiene en superficie arena arcillosa o arcilla arenosa, de tonalidad marrón grisácea, de plasticidad muy alta, humedad media a alta; arena limosa a profundidades intermedias de 4-12 m, de compacidad muy densa, tonalidad gris amarillento y plasticidad media-baja. Luego de los 12-m se tiene arena arcillosa y arcilla con arena de grano fino, contenido fósil puntual, y compacidad muy dura. Y en las zonas más alejadas del mar se observa arcilla limosa en superficie, de compacidad densa, tonalidad marrón rojizo, plasticidad alta y humedad media. Después de los 1,5 m arena de grano fino medianamente densa a densa, de tonalidad marrón amarillenta, plasticidad baja, humedad baja a media, con un nivel intermedio de gravas con arena medianamente denso con clastos entre 0,5 y 3 cm de diámetro y compuestos de cuarzo y roca metamórfica. Ya en profundidades mayores a 7 m se tiene arena limosa de compacidad muy densa, plasticidad baja, y humedad media. Subyaciendo,

bajo los 15 m se encuentra roca metamórfica foliada de tonalidad gris con blanco y fracturada.

Depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa

Secuencias sedimentarias continentales y del Cuaternario. Compuesta por depósitos aluviales, coluviales y de remociones en masa, con menor proporción de depósitos fluvioglaciales, deltaicos, litorales o indiferenciados.

Rocas metamórficas

Esquistos muscovíticos y metabasitas, metachert y serpentinitas con metamorfismo de alto gradiente P/T (Serie Occidental) y metamorfismo del Carbonífero temprano. Se encuentran en la Cordillera de la Costa entre las regiones VI a IX.

5 DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

Los sectores de interés, para el estudio preliminar del parque eólico Vientos Pacífico Verde, se localizan sobre una serie de depósitos cuaternarios recientes de origen litoral principalmente, con presencia local de rocas metamórficas.

Debido al contexto geológico sedimentario y a la topografía plana-suave, los materiales se disponen en una secuencia alternante y en ocasiones repetitiva, donde la misma unidad puede aparecer tanto cercana a la superficie (primeros 1-2 m), como en profundidad.

A efectos del presente estudio geotécnico, se han diferenciado 4 unidades geotécnicas distribuidas en el perfil estratigráfico de manera alternante, que son:

- **Unidad Geotécnica 0**: Suelo vegetal (no se han detectado rellenos de origen antrópico) de compacidad floja. En adelante **UG0**.

- **Unidad Geotécnica 1**: Suelo de consistencia moderadamente firme, de acuerdo con su naturaleza cohesiva. En adelante **UG1**.

  - UG1: Arcilla arenosa moderadamente firme.

- **Unidad Geotécnica 2**: Suelo de consistencia / compacidad medianamente densa o firme, de acuerdo con su naturaleza granular / cohesiva, en base a la que se ha divido en dos subunidades geotécnicas. En adelante **UG2**.

  - UG2a: Arena con proporción variable de finos moderadamente densa.
  - UG2b: Arcilla arenosa / arena arcillosa firme.

- **Unidad Geotécnica 3**: Suelo compacidad densa de acuerdo con su naturaleza granular.

  - UG3: Arena con pocos finos / arena limosa densa.

- **Unidad Geotécnica 4**: Suelo de consistencia / compacidad muy densa o duro, de acuerdo con su naturaleza granular / cohesiva, en base a la que se ha divido en dos subunidades geotécnicas. En adelante **UG4**.

  - UG4a: Arena con proporción variable de finos muy densa.
  - UG4b: Arena arcillosa /arcilla orgánica dura.

- **Unidad Geotécnica 5**: Roca metamórfica. En adelante **UG5**.

Unidad Geotécnica	Subunidad	Material	Descripción
UG0	-	TV	Arena limosa de contenido variable en arcillas y restos de raíces. Consistencia Floja.
UG1	UG1	CL-SC-SM-ML	Arcilla con arena o arena arcillosa. Consistencia moderadamente firme.
UG2	UG2a	SW-SP-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia medianamente densa.
	UG2b	SC-CL	Arcilla arenosa / arena arcillosa. Plasticidad media. Consistencia firme
UG3	UG3	SW-SM (SP-GP-GC)	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia densa.
UG4	UG4a	SW-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia muy densa.
	UG4b	SC-CH	Arcillas orgánicas-arcilla arenosa. Plasticidad media a alta. Consistencia duro.
UG5	-	Roca	Sustrato rocoso constituido por rocas metamórfica con grado de meteorización IV – III.

Tabla 21. Definición de unidades geotécnicas.

La división geotécnica de estas unidades se ha realizado en base a diferencias litológicas de los materiales (granular / cohesivo) y a las propiedades mecánicas de los mismos como el grado de compactación. Para la obtención de la clasificación de los materiales y sus parámetros resistentes, se ha realizado un análisis, interpretación y valoración de los diferentes ensayos de resistencia realizados, tanto in situ (SPT, MASW) como de laboratorio (compresión uniaxial, corte directo, etc.).

En los niveles granulares resulta de gran interés, para la evaluación del comportamiento mecánico del terreno, los ensayos de penetración dinámica realizados “in situ” en el interior de los sondajes tipo S.P.T, de acuerdo con los cuales se realiza la subdivisión de las unidades geotécnicas principales.

Los ensayos SPT realizados en el interior de los sondajes registran valores de compacidad / consistencia desde medianamente densos a muy densos (nivel granulares) y de firmes a duro (niveles cohesivos).

Con el objetivo de determinar los parámetros geotécnicos se han considerado los siguientes puntos:

- Información recolectada in situ.
- Ensayos de laboratorio.
- Ecuaciones y tablas propuestas por Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975).
- Ecuaciones de Terzaghi and Peck (1948).
- Valores de N_{SPT} in situ.
- Información bibliográfica (*Manual de Taludes, Manual de Ingeniería Geológica, y Geotecnia y Cimientos*).
- Correlaciones disponibles en el Apéndice D del CTE (Código Técnico de Edificación de España) y la ROM-05.

Para calcular el Módulo de Deformación (E_0) y el Módulo de Corte Transversal (G_0), se ha utilizado la correlación entre E_0 mediante la expresión: ($G_0=E_0/2(1+\nu)$). De acuerdo con mantener un margen de seguridad y con lo establecido en Chile, la relación entre las tensiones admisibles estáticas y sísmicas es de 1:1,3.

Para determinar los parámetros de resistencia, se han utilizado valores de la prueba geofísica MASW y los valores de SPT.

La relación entre los módulos de corte y deformación dinámicos máximos G_0 y E_0 y los módulos estáticos habituales G y E se ha establecido por distintas metodologías, tomándose como representativa una envolvente final del conjunto de resultados.

Por un lado, se ha establecido la relación de módulos a partir de la curva de degradación de módulos en función de la deformación esperable en el método de investigación origen. Para el caso de módulos dinámicos y en función de que el dato de origen provenga de los ensayos MASW se ha propuesto una relación $G/G_0 = 1$, es decir, el módulo obtenido de los valores de la Vs, procedente del ensayo geofísico, puede considerarse el módulo máximo indicado en la Figura 23. Los módulos obtenidos son los propios del material, pero no pueden ser considerados los de diseño, donde el calculista deberá estimar la degradación a partir de G_0 representativo que se ajuste más con el tipo de fundación, suelo y deformaciones del aerogenerador.

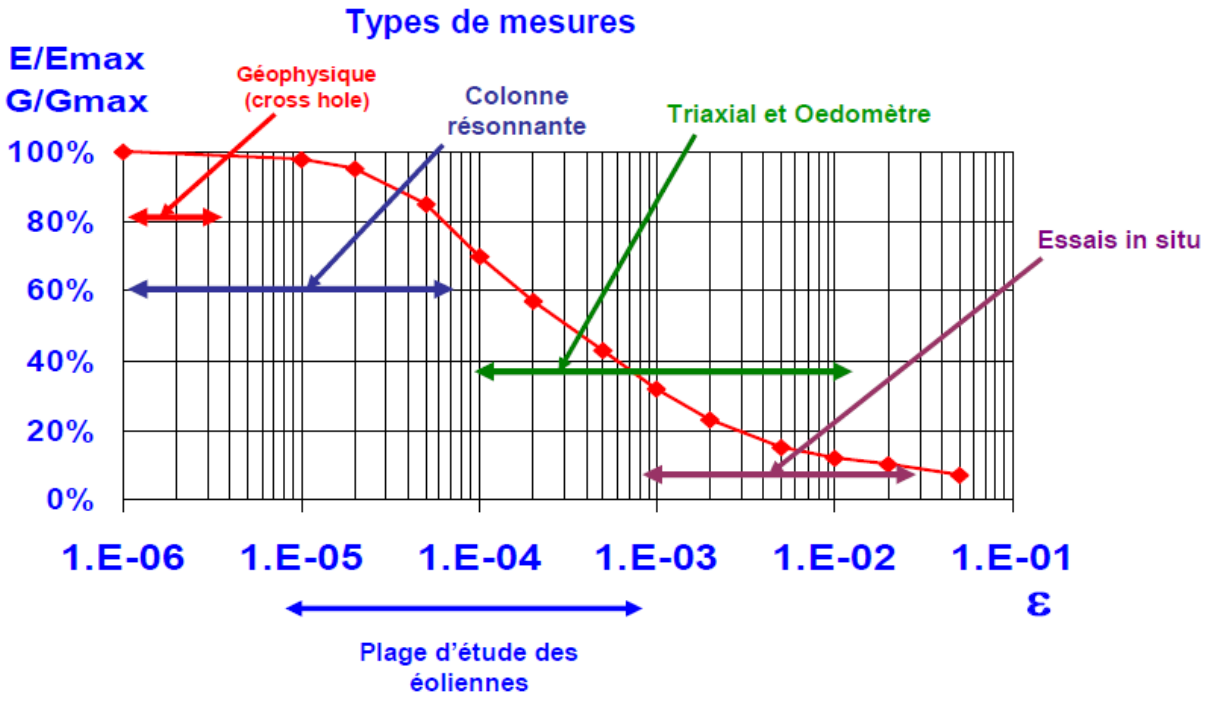


Figura 23. Curva de degradación de módulo.

Por otro lado, para definir la relación entre módulos estáticos y dinámicos es práctica habitual en numerosos autores considerar la relación entre el módulo estático y cíclico de 5, especialmente cuando el módulo estático se obtiene por primera vez y se convierte en el cíclico.

En el presente estudio se ha considerado un factor de seguridad de 1,2 y un valor de relación entre el valor cíclico y estático de 5, obtenidos a partir de la Vs de los ensayos MASW.

La determinación de la resistencia en las capas granulares se ha realizado en base a las correlaciones con la Densidad Relativa del terreno.

$$DR = \frac{\gamma d\ max}{\gamma d} \ x \ \frac{\gamma d \ - \gamma d\ min}{\gamma d\ \max - \gamma d\ min} \ x\ 100^{*}$$

* B.K. Hough, Basic Soil Soils Engineering. The Roland Press Company, New York" en "Mecánica de Suelos, T. William Lambe & Robert Whitman, Massachusetts Institute of Technology, 1969. Editorial Limusa 2005.

Donde:

- *DR* = densidad relativa
- γ_d = densidad seca
- $\gamma_{d\ max}$ = densidad seca máxima
- $\gamma_{d\ min}$ = densidad seca mínima

Empirical values for ϕ, D_r, and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28° + 15°D_r$ ($\pm 2°$)]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}: fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ: fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, kN/m^3	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m^3 and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m^3. No existing soil has a D_r = 0.00 nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

Tabla 22. Relación empírica habitual de parámetros geotécnicos y densidad relativa en función del ensayo SPT. Foundation Analysis and Design, Joseph E. Bowles. Fith Edition Mc Graw Hill Education (India), 2012 Edition.

El ángulo de fricción se puede establecer a través de la relación:

$$Ø' = 28º + 15ºDR\ (\pm 2º)\ *$$

*Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. Joseph E. Bowles. Indian Edition. Mc Graw Hill 2012, página 163.

La correlación utilizada para relacionar los valores de Vs y N_{SPT} se basa en la tabla presentada a continuación, extraída de la NCh 433.

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,
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 del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxim
en el ensayo de compresión simple
S_u: Resistencia al corte no-drenada del suelo

Figura 24. Correlación entre velocidad de onda Vs y el tipo de suelo, de acuerdo con la norma chilena NCh433.

Además de estas correlaciones, para establecer las características geotécnicas de cada unidad, se han analizado los datos obtenidos durante la ejecución de los ensayos geofísicos MASW, así como información bibliográfica.

A continuación, se procede a describir las características geotécnicas de cada una de las unidades diferenciadas.

5.1 Unidad UG-0, TIERRA VEGETAL

Capa superficial del terreno relacionada con la evolución del suelo edáfico. Se encuentra recubriendo el resto de las unidades geotécnicas. Se describe como arenas limosas marrones con raíces vegetales, flojas.

En general presenta un moderado desarrollo debido al clima lluvioso templado imperante. En las diferentes investigaciones realizadas se definen unos espesores variables que oscilan entre 0,20 m y 0,60 m. con un espesor característico de 0,30 m.

El espesor promedio, tanto en el predio Forestal Pahuil como en el predio La Flora es de 0,20m.

En el área de la subestación, la tierra vegetal tiene un espesor de 0,40 m y en la calicata que se ha realizado para los caminos es de 0,30 m.

En ninguna de las investigaciones realizadas se ha detectado la existencia de rellenos.

5.2 UNIDAD UG-1. ARCILLA CON PROPORCIÓN VARIABLE EN ARENA

Inmediatamente por debajo de la capa de suelo vegetal (UG0), y apareciendo a distintas profundidades a lo largo del perfil estratigráfico, se localizan una serie de materiales de resistencia moderadamente firme, de naturaleza mayoritariamente cohesiva con una proporción variable en arena (UG1).

Esta unidad presenta un espesor máximo investigado de 1,3 m en la zona de La Flora y podría tener un espesor mayor en alguna otra parte de este sector. En el predio Pahuil se identifica con escasa entidad, entorno a 0,50 m de espesor.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Geotécnica Unidad (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	
La Flora	**CC-01**	0,50	1,00	4MS+1MB	UG1	1,2	54,9	44,0	SC	A-7-6 (5)	43	25	18	21,15
La Flora	**C-F05**	0,50	1,00	3MS+1MB	UG1	0,3	55,7	44,0	SC	A-7-6 (9)	49	20	29	28,54
La Flora	**C-F06**	1,50	2,00	3MS+1MB	UG1	0,2	35,4	64,4	CL	A-7-6 (13)	42	21	21	
Número						3	3	3	3	3	3	3	3	2
Máximo						1,2	55,7	64,4	–	–	49	25	29	28,5
Mínimo						0,2	35,4	44,0	–	–	42	20	18	21,2

Tabla 23. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG1 en la PE VPV.

La mayoría de las muestras ensayadas de los materiales existentes en la zona de estudio correspondientes a este nivel geotécnico, atendiendo al análisis granulométrico de laboratorio, se describe como arena arcillosa o arcilla arenosa.

El porcentaje de fracción de finos oscila entre 44 % y 64 % y todas se clasifican desde el punto de vista de la AAHSTO como A-7-6.

La fracción fina de las muestras obtenidas presentan unos valores del límite líquido alto, y con unos índices de plasticidad de entre 18 y 29. En resumen, un comportamiento plástico.

En las muestras en las que se ha realizado la determinación de la humedad natural obtenemos unos valores en referencia a la humedad natural que oscilan entre 21,15% y 28,54%, con un valor medio de 24%, indicativo del grado de humedad media de estos materiales.

5.2.1 Ensayos de caracterización geotécnica-resistencia

Esta unidad geotécnica presenta poco espesor, habiéndose estimado un número de S.P.T medio-bajo, con un número de golpes de 7 que, corregido, entrega un golpeo de 13, reflejado en las posiciones de los sondeos SF-08 y SP-02 y las calicatas CF-05, CF-06 y CC-01 (La Flora).

Esta unidad presenta un N_{SPT} representativo de 13 golpes. Aplicando la corrección al N_{SPT} correspondiente al 60% de la energía del golpeo se obtiene que, para una energía de golpeo estimada en el ensayo del 80%, por tratarse de un equipo automático, el N_{60} promedio representativo es de N_{60} = 13. Asimismo, se ha estimado una Vs para estos materiales de entre 100-150 m/s.

Para la unidad observada se ha estimado, en base a los golpeos del Nspt (N_{60}), una densidad relativa del 16% con lo que se obtiene un valor del ángulo de fricción Ø’ = 30-31º, que se reduce en 2 grados, considerando además las consideraciones y recomendaciones incluidas em ROM-05, quedando en Ø’ =29º

El valor de la cohesión se ha estimado a partir de la presencia de una fracción limo-arcillosa del material, y se puede valorar de forma conservadora en c´ = 0,2 kg/cm².

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación del Nspt siendo N el N_{60} y el cálculo mediante la Vs. Con ello se obtiene un módulo de deformación E’ = 80 kg/cm².

C’ = 0,2 kg/cm²

Ø’ = 29º

E’ = 80 kg/cm²

5.2.2 Ensayos de caracterización geoquímica

Se considera que esta unidad solo aparece en alguna zona aislada del parque (exclusivamente en el predio La Flora) y en cualquier caso debido a su poco espesor y carácter superficial al igual que su baja resistencia, será retirado de la zona de elementos que lleven fundaciones.

5.2.3 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Prof. (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	qu	Cu	c'	Ø	Es	Gs	ע
UG1	0,3-2,1	SC-CL	13	16	23	150	1	0,5	20	29	8	3,1	0,3

Tabla 24. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ע:** coeficiente de Poisson.

5.3 UNIDAD UG-2. ARENA Y ARCILLA CON PROPORCIÓN VARIABLE EN ARENA

Inmediatamente por debajo de la capa de suelo vegetal o de UG1, y apareciendo a distintas profundidades a lo largo del perfil estratigráfico, se localizan una serie de materiales de resistencia medianamente densa/moderadamente firme, alternando el predominio de materiales entre granular y cohesivo (UG2a-UG2b).

Dicha unidad aparece a profundidades entre 0,30 m – 21 m, pudiendo presentar un desarrollo máximo de 18 m seguidos de espesor (S-P09).

5.3.1 UG2a. Arena. No plástica. Compacidad medianamente densa.

Subunidad formada por arenas con una proporción baja o nula de arcilla de tonalidad marrón oscuro. Aparece en ambas parcelas de estudio, pero con espesores variables.

A continuación, se muestra la tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos en las muestras de los materiales de este nivel geotécnico.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Geotécnica Unidad (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	
La Flora	**S-03 (SF-08)**	4,00	4,45	SPT-3	UG2a	0,5	77,0	22,5	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	28,09
La Flora	**S-03 (SF-08)**	7,00	7,45	SPT-5	UG2a	0,0	78,0	22,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	
La Flora	**S-04 (SF-09)**	4,00	4,45	SPT-3	UG2a	0,1	85,9	14,0	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	23,49
La Flora	**S-04 (SF-09)**	5,50	5,95	SPT-4	UG2a	12,7	76,7	10,6	SW-SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	4,00	4,45	SPT-3	UG2a	0,5	93,2	6,3	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	11,00	11,45	SPT-7	UG2a	0,2	98,6	1,2	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	16,00	16,25	SPT-9	UG2a	0,3	97,8	1,9	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**C-P07**	1,50	2,00	3MS+1MB	UG2a	0,0	97,9	2,1	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**C-P08**	2,00	2,50	3MS+1MB	UG2a	0,0	99,5	0,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**C-SE**	0,30	0,50	3MS+1MB	UG2a	0,0	98,8	1,2	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP	
Pahuil	**C-P01**	0,30	0,50	3MS+1MB	UG2a	0,0	99,5	0,5	SP	A-3 (0)	NO	NP	NP	16,20
				Número		11	11	11	11	11	11	11	11	3
				Máximo		12,7	99,5	22,5	-	-	0,0	0,0	0,0	28,1
				Mínimo		0,0	76,7	0,5	-	-	0,0	0,0	0,0	16,2

Tabla 25. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-2a en la PE VPV.

El porcentaje de fracción gravas de estos materiales se sitúa entre el 0-1 % salvo en una muestra que se ha obtenido un 12%. La fracción arenosa se presenta como mayoritaria con un porcentaje que varía desde el 99,5 al 76,7 %, con una media superior al 90%. La fracción fina de las muestras obtenidas se sitúa con valores de entre 0,5% y 22% con una media del 7,5%.

Todas las muestras se han obtenido valores de no plasticidad.

En las muestras en las que se ha realizado la determinación de la humedad natural con valores en torno al 22 % y una densidad del 1,7 g/cm^3.

5.3.1.1 Ensayos de caracterización de la resistencia

Esta unidad geotécnica presenta los valores de S.P.T con un número de golpes, medios (17-29), clasificando el material con un grado de compacidad “medianamente denso” con un N_{SPT} representativo de 21.

Asimismo, se ha obtenido una Vs para estos materiales de entre 225 m/s.

Para la unidad observada se ha estimado, en base a los golpeos del Nspt (N_{60}), una densidad relativa del 17% con lo que se obtiene un valor del ángulo de fricción Ø' = 34º, que se reduce en 2 grados, considerando además las consideraciones y recomendaciones incluidas em ROM-05, quedando en Ø' =32º

El valor de la cohesión se ha estimado a partir de la presencia de una fracción limo-arcillosa del material, y se puede valorar de forma conservadora en c = 0,1 kg/cm².

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación de E' = 500 x (N +15) kPa para suelos arenosos propuesta por Bowles* siendo N el N_{60} y el cálculo mediante la Vs. Con ello se obtiene un módulo de deformación E representativo de 255 kg/cm².

C' = 0,1 kg/cm²

Ø' = 32º

E' = 255 kg/cm²

5.3.1.2 Ensayos de caracterización geoquímica

Se han realizado ensayos para analizar la agresividad del terreno al hormigón y para determinar la presencia de materia orgánica.

Para determinar la agresividad del suelo al hormigón, se han realizado ensayos del contenido en SO_4^- y sales solubles. Estos ensayos han sido ejecutados en base a las normas específicas vigentes, como por ejemplo la Instrucción NCh 1444, en cuyo artículo 8 expone los procedimientos para el cálculo de cloruros y sulfatos solubles en agua.

Para establecer el grado de agresividad del medio para el empleo de hormigones, se han tenido en cuenta las recomendaciones recogidas en la norma NCh 170 en cuanto a las recomendaciones para hormigonado en ambientes agresivos, así como la clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y agua propuesta por la **EHE y el CTE.**

1) Normativa Chilena:

   Con los resultados obtenidos en laboratorio, y **de acuerdo con la Norma "NCh 170 Hormigón. Requisitos generales"**, se determina que la agresividad existente de la

Ug2a como **No Agresivo "S0"** con los valores obtenidos de sulfatos soluble en suelo de 0,014%. Presenta un contenido en materia orgánica de 0,18%.

Tabla 5 – Grados de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO_4	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	0,10 ≤ SO_4 < 0,20	150 ≤ SO_4 < 1 500 Agua de mar
S2	Severa	0,20 ≤ SO_4 ≤ 2,00	1 500 ≤ SO_4 ≤ 10 000
S3	Muy severa	SO_4 > 2,00	SO_4 > 10 000

Figura 25. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5.

2) Normativa española:

Los materiales constituyentes de esta unidad geotécnica presentan unos sulfatos solubles de 135 mg/kg, por lo que se considera que **presentan ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

Clasificación de la Agresividad Química

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO2 Agresivo mg CO^2/l	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión Amónico mg $NH+$/l	15 - 30	30 - 60	> 600
	Ión Magnesio mg mg^{2+}/l	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	Ión Sulfato SO^{2-}/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	Residuo seco mg/l	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado acidez Baumann-Gully	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato $SO4^{2-}$/kg suelo seco	2.000 - 3.000	3.000 - 12.000	> 12.000

Figura 26. Tabla D.22 del CTE y la EHE.

5.3.1.3 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Profundidad (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	c'	Ø	Es	Gs	ν
UG2a	0,30-21,00	SP-SW	21	17	NP	225	10	32	25	9,6	0,3

Tabla 26. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ν:** coeficiente de Poisson.

5.3.2 UG2b. Arcilla. Plástica. Consistencia moderadamente firme.

Subunidad formada por arcilla con una proporción baja de arena de tonalidad marrón oscuro. Se ha detectado en la parcela de La Flora, pero podría aparecer en otras zonas con espesores variables.

A continuación, se muestra la tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos en las muestras de los materiales de este nivel geotécnico.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Unidad Geotécnica (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	
La Flora	**S-03 (SF-08)**	2,50	2,95	SPT-2	UG2b	0,4	41,1	58,6	CL	A-6 (9)	38	20	18	
La Flora	**S-03 (SF-08)**	8,95	9,22	TP-1	UG2b	2,2	67,3	30,5	SC	A-2-6 (0)	33	22	11	22,64
La Flora	**C-F05**	1,50	2,00	MB	UG2b									21,96
	Número	2				2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Máximo	2,2				67,3	58,6	–	–		38	22	18	22,6
	Mínimo	0,4				41,1	30,5	–	–		33	20	11	22,0

Tabla 27. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG2b en la PE VPV.

El porcentaje de fracción gravas de estos materiales se sitúa entre el 0,4-2,2 %. La fracción arenosa se presenta con un porcentaje que varía desde el 41,1 al 67,3, con una media superior al 50%, pero siendo la fracción fina la que da carácter al material. La fracción fina de las muestras obtenidas se sitúa con valores de entre 30,5% y 58,6% con una media del 45%.

Los valores de LL e IP promedio son de 35 y 15 respectivamente, lo que se clasifica como plasticidad baja.

En las muestras en las que se ha realizado la determinación de la humedad natural presentan valores en torno al 22 % y una densidad seca del 1,7 g/cm^3.

5.3.2.1 Ensayos de caracterización de la resistencia

Esta unidad geotécnica presenta valores de S.P.T, con un número de golpes, medios (17-29), clasificando el material con un grado de resistencia “moderadamente firme” con un N_{SPT} representativo de 26.

Asimismo, se ha obtenido una Vs para estos materiales de entre 200 m/s.

Para la unidad observada se ha estimado, en base a los golpeos del Nspt (N_{60}), una densidad relativa del 17% con lo que se obtiene un valor del ángulo de fricción Ø’ = 32º, que se reduce en 2 grados, considerando además las consideraciones y recomendaciones incluidas em ROM-05, quedando en Ø’ =30º

El valor de la cohesión se ha estimado a partir del ensayo de corte directo con un valor obtenido de c = 0,1 kg/cm² pero que se considera menor del que tendría la unidad, estimándose un valor de 0,3 kg/cm^2, ya que el tramo ensayado correspondía a la fracción arenosa que otorgaba un fi de 40º, que a su vez se considera excesivo para estos materiales.

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación de E’ = 500 x (N +15) kPa para suelos arenosos propuesta por Bowles* siendo N el N_{60} y el cálculo mediante la Vs. Con ello se obtiene un módulo de deformación E representativo de 225 kg/cm².

C’ = 0,3 kg/cm²

Ø’ = 30º

E’ = 225 kg/cm²

5.3.2.2 Ensayos de caracterización expansividad

El grado de expansividad de un suelo, se puede valorar mediante los parámetros utilizados habitualmente que se reflejan en el cuadro siguiente:

Expansividad	Baja	Media	Alta	Muy alta
I_p	<18	15-28	25-40	>35
w_L	<30	30-60	40-60	>60
#200 A.S.T.M	>30	30-60	60-95	>95
Lambe (CPV)	0-2	2-4	4-6	6-12
w/w_L	>0,55	0,55-0,37	0,37-0,25	<0,25
w/w_P	>1,0	1,0-0,8	0,8-0,6	<0,6
Pmáx. de hinchamiento Kg/cm^2	<0,3	0,3-1,2	1,2-3,0	>3,0
Hinchamiento probable superficial	0-1	1-3	3-7	>7
% de hinchamiento probable	<1	1-5	3-10	>10

Tabla 28. Correlación del grado de expansividad de los suelos.

El grado de expansividad de un suelo, dependerá en general de la cantidad y tipo de finos de un material, limos y especialmente arcillas, así como también la humedad.

Los materiales presentes en la zona de estudio son de naturaleza predominantemente detrítica, con una fracción fina con índices de plasticidad y los límites líquidos que indican que se trata de una arcilla de baja plasticidad. El resultado del ensayo de hinchamiento libre realizado en esta unidad es de 0,1%.

En general, cuanto mayores son los valores del Índice de Plasticidad y del Límite Líquido, mayor es la tendencia de un suelo a contraerse al desecarse y a hincharse al humedecerse, lo que refleja una expansividad potencial, expansividad que se produciría si fuesen modificadas las condiciones de humedad del suelo.

Debido al bajo contenido en material fino de esta unidad (menos del 30-35%, salvo algunas excepciones), y a los valores de IP, LL e hinchamiento libre, se considera que no será un condicionante geotécnico debido a la plasticidad de los materiales de la UG2b.

5.3.2.3 Ensayos de caracterización geoquímica

Se han realizado ensayos para analizar la agresividad del terreno al hormigón y para determinar la presencia de materia orgánica.

Para determinar la agresividad del suelo al hormigón, se han realizado ensayos del contenido en SO_4^- y sales solubles. Estos ensayos han sido ejecutados en base a las normas específicas vigentes, como por ejemplo la Instrucción NCh 1444, en cuyo artículo 8 expone los procedimientos para el cálculo de cloruros y sulfatos solubles en agua.

Para establecer el grado de agresividad del medio para el empleo de hormigones, se han tenido en cuenta las recomendaciones recogidas en la norma NCh 170 en cuanto a las recomendaciones para hormigonado en ambientes agresivos, así como la clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y agua propuesta por la **EHE y el CTE.**

1) Normativa Chilena:

Con los resultados obtenidos en laboratorio, y **de acuerdo con la Norma "NCh 170 Hormigón. Requisitos generales"**, se determina que la agresividad existente de la Ug2b como **No Agresivo "S0"** con los valores obtenidos de sulfatos soluble en suelo de 0,022%. Presenta un contenido en materia orgánica de 0,69%.

Tabla 5 – Grados de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO_4	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	0,10 ≤ SO_4 < 0,20	150 ≤ SO_4 < 1 500 Agua de mar
S2	Severa	0,20 ≤ SO_4 ≤ 2,00	1 500 ≤ SO_4 ≤ 10 000
S3	Muy severa	SO_4 > 2,00	SO_4 > 10 000

Figura 27. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5.

2) Normativa española:

Los materiales constituyentes de esta unidad geotécnica presentan unos sulfatos solubles de 221 mg/kg, por lo que se considera que **presentan ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

Clasificación de la Agresividad Química

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO2 Agresivo mg CO²/l	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión Amónico mg NH+/l	15 - 30	30 - 60	> 600
	Ión Magnesio mg mg²+/l	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	Ión Sulfato SO²-/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	Residuo seco mg/l	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado acidez Baumann-Gully	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato SO4 ²-/kg suelo seco	2.000 - 3.000	3.000 - 12.000	> 12.000

Figura 28. Tabla D.22 del CTE y la EHE.

5.3.2.4 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Prof. (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	qu	Cu	c'	Ø	Es	Gs	ɣ
UG2b	1,5-21	SC-CL	26	17	15	200	3,5	1,63	3	30	22	8,5	0,3

Tabla 29. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ɣ:** coeficiente de Poisson.

5.4 UNIDAD UG-3. ARENA DENSA

Intercalada o alternada con la unidad geotécnica anterior correspondiente a niveles de arena a partir de 2,5 m y con un espesor máximo de 10 m, y apareciendo a distintas profundidades a lo largo del perfil estratigráfico, se localizan una serie de materiales de naturaleza predominantemente detrítica, formados por arena densa matriz-soportadas de matriz arenosa con cantidad variable de finos limo-arcillosos.

Dicha unidad aparece en superficie en los primeros 5 m hasta en profundidad a 25 m, pudiendo presentar un desarrollo de varios metros seguidos de espesor.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Geotécnica Unidad (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg		
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Indice de Plasticidad (%)
La Flora	**C-F10**	1,50	2,00	4MS+1MB	UG3	56,6	32,7	10,7	GP-GC	A-2-4 (0)	25	18	7
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	2,50	2,95	SPT-2	UG3	0,2	92,0	7,8	SW-SM	A-3 (0)	NO	NP	NP
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	4,00	4,45	SPT-3	UG3	0,0	96,6	3,4	SW	A-3 (0)	NO	NP	NP
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	5,50	5,95	SPT-4	UG3	0,0	96,1	3,9	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	9,00	9,45	SPT-6	UG3	0,1	98,4	1,5	SP	A-1-b (0)	NO	NP	NP
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	2,50	2,95	SPT-2	UG3	0,0	95,5	4,4	SW	A-1-b (0)	NO	NP	NP
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	7,00	7,45	SPT-5	UG3	2,2	92,6	5,2	SW-SM	A-1-b (0)	NO	NP	NP
	Número					7	7	7	7	7	7	7	7
	Máximo					56,6	98,4	10,7	–	–	25	18	7
	Mínimo					0,0	32,7	1,5	–	–	25	18	7

Tabla 30. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG3 en PE VPV.

Una parte importante de las muestras ensayadas de los materiales existentes en la zona de estudio (especialmente en Pahuil) correspondientes a este nivel geotécnico, atendiendo al análisis granulométrico de laboratorio, se describe como arenas (S) y solo una muestra presenta un contenido en grava superior al 50%.

El porcentaje de fracción gravas de estos materiales oscila entre 0% y 56%, siendo éste, el único valor superior a 2%, considerándose de una muestra aislada, de poco valor representativo genera. La fracción de arena se sitúa superior al 92 % en todas las muestras salvo donde las gravas son mayoritarias, y mientras que la fracción de finos oscila entre 1,5 % y 10,7 % con un promedio de 4 %.

La fracción fina de las muestras obtenidas presentan unos valores del límite líquido mayoritariamente nulo.

Los valores de la densidad natural se han estimado en 1,8 g/cm^3.

5.4.1 Ensayos de caracterización de resistencia

Esta unidad geotécnica presenta valores de S.P.T altos, con un número de golpes, que oscilan entre 30 y 40, clasificando el material con un grado de compacidad “denso”.

Se ha estimado un N_{SPT} representativo de 38 golpes. Aplicando la corrección al N_{SPT} correspondiente al 60% de la energía del golpeo se obtiene que, para una energía de golpeo estimada en el ensayo del 80%, por tratarse de un equipo automático, el N_{60} promedio representativo es de N_{60} = 38. Asimismo, se ha estimado una Vs para estos materiales de entre 300 m/s.

Para la unidad observada se ha estimado, en base a los golpeos del Nspt (N_{60}) un Ø' =38º

El valor de la cohesión se ha estimado a partir de la presencia de una fracción limo-arcillosa del material, y se puede valorar de forma conservadora en c = 0,1 kg/cm².

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación de mediante la Vs y confirmación de los Nspt. Con ello se obtiene un módulo de deformación E' = 400 kg/cm².

C' = 0,1 kg/cm²

Ø' = 38º

E' = 400 kg/cm²

5.4.2 Ensayos de caracterización geoquímica

Se han realizado ensayos para analizar la agresividad del terreno al acero, al hormigón y para determinar la presencia de materia orgánica.

Para determinar la agresividad del suelo al hormigón, se han realizado ensayos del contenido en SO_4^- y sales solubles. Estos ensayos han sido ejecutados en base a las normas específicas vigentes, como por ejemplo la Instrucción NCh 1444, en cuyo artículo 8 expone los procedimientos para el cálculo de cloruros y sulfatos solubles en agua.

Para establecer el grado de agresividad del medio para el empleo de hormigones, se han tenido en cuenta las recomendaciones recogidas en la norma NCh 170 en cuanto a las recomendaciones para hormigonado en ambientes agresivos, así como la clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y agua propuesta por la **EHE** y el **CTE**.

1) Normativa Chilena:

   Con los resultados obtenidos en laboratorio, y **de acuerdo con la Norma "NCh 170 Hormigón. Requisitos generales"**, se determina que la agresividad existente en el área del parque como **No agresivo "S0"** con los valores obtenidos de sulfatos soluble en suelo menores al 0,10 % (valor máximo de 0,012%).

Tabla 5 – Grados de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO_4	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	0,10 ≤ SO_4 < 0,20	150 ≤ SO_4 < 1 500 Agua de mar
S2	Severa	0,20 ≤ SO_4 ≤ 2,00	1 500 ≤ SO_4 ≤ 10 000
S3	Muy severa	SO_4 > 2,00	SO_4 > 10 000

Figura 29. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5.

2) Normativa española:

Los materiales constituyentes de esta unidad geotécnica presentan unos sulfatos solubles de 124 mg/kg, por lo que se considera que **presentan ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

Clasificación de la Agresividad Química

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición Qa Ataque débil	Qb Ataque medio	Qc Ataque fuerte
Agua	Valor pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO2 Agresivo mg CO^2/l	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión Amónico mg NH+/l	15 - 30	30 - 60	> 600
	Ión Magnesio mg mg^{2+}/l	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	Ión Sulfato SO^{2-}/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	Residuo seco mg/l	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado acidez Baumann-Gully	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato $SO4^{2-}$/kg suelo seco	2.000 - 3.000	3.000 - 12.000	> 12.000

Figura 30. Tabla D.22 del CTE y la EHE.

5.4.3 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Profundidad (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	c'	Ø	Es	Gs	ν
UG3	2,50-20	SP-SW	38	18	2	300	10	38	40	15	0,3

Tabla 31. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ν:** coeficiente de Poisson.

5.5 UNIDAD UG-4. ARENA DENSA Y ARCILLA DURA

Dentro de la parcela se localizan una serie de materiales detríticos muy resistentes que corresponden a una alternancia de arenas muy densas y arcillas muy duras firme, de naturaleza que alterna el predominio entre granular y cohesiva (UG4a-UG4b). Estos materiales pueden aparecer justo después de la cobertera vegetal o por debajo de la UG1 a 1,5 m de profundidad, pero lo normal es que se den a partir de los 12 m de profundidad, y presentan un espesor que supera los 30 m para el caso de las arenas y hasta 22 m para los niveles arcillosos.

5.5.1 UG4a. Arena. No plástica. Compacidad muy densa.

Subunidad formada por arenas con una proporción baja o nula de arcilla de tonalidad marrón oscuro. Aparece en todas las zonas del proyecto, pero no en todas las investigaciones realizadas.

A continuación, se muestra la tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos en las muestras de los materiales de este nivel geotécnico.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Geotécnica Unidad (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg		
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
La Flora	**S-04 (SF-09)**	2,50	2,95	SPT-2	UG4a	0,0	80,8	19,1	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP
La Flora	**S-04 (SF-09)**	12,00	12,08	SPT-8	UG4a	0,0	73,7	26,2	SM	A-2-4 (0)	NO	NP	NP
	Número	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Máximo	0,0	80,8	26,2	–	–	0	0	0				
	Mínimo	0,0	73,7	19,1	–	–	0	0	0				

Tabla 32. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-4a en la PE VPV.

El porcentaje de fracción gravas de estos materiales se sitúa en el 0 %. La fracción arenosa se presenta como mayoritaria con un porcentaje que varía desde el 80,8 al 73,7, con una media superior al 77%. La fracción fina de las muestras obtenidas se sitúa con valores de entre 19,1% y 26% y corresponde a un limo.

Todas las muestras se han obtenido valores de no plasticidad.

5.5.1.1 Ensayos de caracterización de la resistencia

Esta unidad geotécnica presenta los valores de S.P.T con un número de golpes muy altos (60-90), clasificando el material con un grado de compacidad “muy denso” con un N_{SPT} representativo de 50 (se considera un valor tope de referencia).

Asimismo, se ha obtenido una Vs para estos materiales de entre 450 m/s.

Para la unidad observada se ha estimado, en base a los golpeos del Nspt (N_{60}), una densidad relativa del 20% con lo que se obtiene un valor del ángulo de fricción Ø’ =43º, que se reduce en 2 grados, considerando además las consideraciones y recomendaciones incluidas em ROM-05, quedando en Ø’ =41º

El valor de la cohesión se ha estimado a partir de la presencia de una fracción limo-arcillosa del material, y se puede valorar de forma conservadora en c = 0,1 kg/cm².

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación de E con el Nspt y las Vs’. Con ello se obtiene un módulo de deformación E representativo de 600 kg/cm².

C' = 0,1 kg/cm²

Ø' = 41º

E = 600 kg/cm²

5.5.1.2 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Profundidad (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	c'	Ø	Es	Gs	ν
UG4a	2,50-21,00	SP-SW	50	1,9	NP	450	10	41	60	23	0,3

Tabla 33. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m³; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; c´: Cohesión en kN/m²; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ν:** coeficiente de Poisson.

5.5.2 UG4b. Arcilla arenosa. Consistencia muy dura

Subunidad formada por arcilla con una proporción de arena variable que en ocasiones supera el 60%, pero que, a diferencia de la unidad anterior, la fracción fina presenta una cierta plasticidad llegando en algunas muestras valores de alta plasticidad. El color que presenta es tonalidad marrón oscuro. Es un material muy duro donde todos los ensayos de resistencia han ofrecido rechazo.

Esta subunidad se identifica tanto en el predio La Flora (con poco desarrollo a nivel superficial y con mayor continuidad en profundidad) como en Pahuil (por debajo de 10 m de profundidad).

A continuación, se muestra la tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos en las muestras de los materiales de este nivel geotécnico.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Tipo de muestra	Unidad Geotécnica (UG)	GRANULOMETRÍA % sobre total			Distribución de finos (%)		CLASIFICACIÓN		Límites de Atterberg			Humedad natural (%)	Densidad aparente seca (g/cm³)	Densidad aparente humedad (g/cm³)
		Inicial	Final			Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	U.S.C.S	AAHSTO	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)			
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,15	12,50	TP-2	UG4b											22,39	1,75	2,14
La Flora	**S-03 (SF-08)**	12,50	12,95	SPT-8	UG4b	0,0	60,0	40,0	77,7	22,3	SC	A-7-6 (7)	53	24	29			
La Flora	**S-03 (SF-08)**	15,00	15,45	SPT-9	UG4b	0,0	54,8	45,2			SC	A-7-6 (13)	64	28	36			
La Flora	**S-03 (SF-08)**	20,00	20,25	SPT-11	UG4b	0,0	34,9	65,1			CH	A-7-6 (38)	82	29	53			
La Flora	**S-04 (SF-09)**	1,70	2,00	TP-1	UG4b													
La Flora	**S-04 (SF-09)**	8,72	8,92	TP-2	UG4b	0,5	81,4	18,0	84,1	15,9	SC	A-2-6 (0)	31	20	11	17,13	1,53	1,79
La Flora	**S-04 (SF-09)**	16,00	16,22	SPT-10	UG4b	0,3	60,1	39,5			SC	A-6 (1)	34	23	11			
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	13,37	13,67	TP-1	UG4b	0,0	46,2	53,8	58,5	41,5	CH	A-7-6 (29)	82	26	56	28,22	1,62	2,09
Pahuil	**S-01 (SP-02)**	19,00	19,45	SPT-10	UG4b	0,0	56,7	46,3			SC	A-7-6 (18)	76	28	48			
Pahuil	**S-02 (SP-09)**	19,90	20,50	TP-1	UG4b	0,2	77,1	22,7	77,7	22,3	SC	A-2-7 (4)	77	24	53	27,16	1,53	1,95
	Número	8	8	8	4	4	8	8	8	8	8	4	4	4				
	Máximo	0,5	81,4	65,1	84,1	41,5	–	–	82	29	56	28,2	1,75	2,14				
	Mínimo	0,0	34,9	18,0	58,5	15,9	–	–	31	20	11	17,1	1,53	1,79				

Tabla 34. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización geotécnica de los materiales de la UG-4b en la PE VPV.

El porcentaje de fracción gravas de estos materiales es de 0% y el de arena varía entre el 34,9%-77,1%, mientras que los finos representan 22,7% al 65,1%. De la fracción fina, la mayor parte de los finos corresponde a limo, sin embargo, la arcilla presente alcanza valores de indicie de plasticidad de hasta 56.

En las muestras en las que se ha realizado la determinación de la humedad natural con valores de entre 17-28%% y una densidad seca entre 1,5 y 1,65 g/cm^3.

5.5.2.1 Ensayos de caracterización de la resistencia

Esta unidad geotécnica presenta valores de S.P.T, con un número de golpes, muy elevado (70-100) clasificando el material con un grado de resistencia “muy duro” con un N_{SPT} representativo de 50 como referencia para cálculos. Es un material que se encuentra muy litificado y que podría considerarse como una roca meteorizada.

Asimismo, se ha obtenido una Vs para estos materiales de 400 m/s.

El valor de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno se ha estimado a partir del ensayo de corte directo con un valor obtenido de c = 0,36-0,57 kg/cm² que lo otorga la fracción arcillosa y hasta 45 º de las arenas presente en la muestra.

Muestra ensayada	Tipo de muestra	Cohesión C (kPa)	Ángulo rozamiento interno (º)	Tensión (kg/cm^2) qu	Deformación (%)
S-03 (SF-08)	TP-2			35,8	4,26
S-03 (SF-08)	SPT-8				
S-03 (SF-08)	SPT-9				
S-03 (SF-08)	SPT-11				
S-04 (SF-09)	TP-1				
S-04 (SF-09)	TP-2	57,80	43,8		
S-04 (SF-09)	SPT-10				
S-01 (SP-02)	TP-1	36,90	47,7		

Tabla 35. Tabla resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en las muestras tomadas para la caracterización de resistencia de los materiales de la UG4b en la PE VPV.

Asimismo, se ha realizado un ensayo de compresión simple con un valor de 35kg/cm^2, lo que caracteriza al material en ese punto como una roca blanda más que un suelo duro. Se considera que de forma representativa un valor para toda la unidad de 10 kg.

El módulo de deformación se ha estimado en base a la correlación de las Vs y considerándolo como suelo, no como roca blanda para estar del lado de la seguridad, ya que no toda la unidad alcanza niveles de litificación. El valor de E es de 50 MPa.

C’ = 0,5 kg/cm²

Ø’ = 31º

E’ = 500 kg/cm²

5.5.3 Ensayos de caracterización expansividad

El grado de expansividad de un suelo, se puede valorar mediante los parámetros utilizados habitualmente que se reflejan en el cuadro siguiente:

Expansividad	Baja	Media	Alta	Muy alta
I_p	<18	15-28	25-40	>35
w_L	<30	30-60	40-60	>60
#200 A.S.T.M	>30	30-60	60-95	>95

Expansividad	Baja	Media	Alta	Muy alta
Lambe (CPV)	0-2	2-4	4-6	6-12
w/w_L	>0,55	0,55-0,37	0,37-0,25	<0,25
w/w_P	>1,0	1,0-0,8	0,8-0,6	<0,6
Pmáx. de hinchamiento Kg/cm²	<0,3	0,3-1,2	1,2-3,0	>3,0
Hinchamiento probable superficial	0-1	1-3	3-7	>7
% de hinchamiento probable	<1	1-5	3-10	>10

Tabla 36. Correlación del grado de expansividad de los suelos.

El grado de expansividad de un suelo, dependerá en general de la cantidad y tipo de finos de un material, limos y especialmente arcillas, así como también la humedad.

Los materiales presentes en la zona de estudio son de naturaleza predominantemente detrítica con una fracción fina con índices de plasticidad y los límites líquidos indican que se trata de una arcilla de alta plasticidad, pero los ensayos realizados de hinchamiento libre ofrecen valores de 0,1 %, por lo que se considera que la parte arcillosa tiene una alta plasticidad, pero el conjunto de los materiales de la unidad, no se espera que presente problemas de expansividad.

En general, cuanto mayores son los valores del Índice de Plasticidad y del Límite Líquido, mayor es la tendencia de un suelo a contraerse al desecarse y a hincharse al humedecerse, lo que refleja una expansividad potencial, expansividad que se produciría si fuesen modificadas las condiciones de humedad del suelo. Debido al bajo contenido en material fino de esta unidad (menos del 30-35%, salvo algunas excepciones) se considera que no será un condicionante geotécnico debido a la plasticidad de los materiales de la UG4b.

5.5.3.1 Ensayos de caracterización geoquímica

Se han realizado ensayos para analizar la agresividad del terreno al hormigón y para determinar la presencia de materia orgánica.

Para determinar la agresividad del suelo al hormigón, se han realizado ensayos del contenido en SO_4^- y sales solubles. Estos ensayos han sido ejecutados en base a las normas específicas vigentes, como por ejemplo la Instrucción NCh 1444, en cuyo artículo 8 expone los procedimientos para el cálculo de cloruros y sulfatos solubles en agua.

Para establecer el grado de agresividad del medio para el empleo de hormigones, se han tenido en cuenta las recomendaciones recogidas en la norma NCh 170 en cuanto a las

recomendaciones para hormigonado en ambientes agresivos, así como la clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y agua propuesta por la **EHE y el CTE.**

1) Normativa Chilena:

Con los resultados obtenidos en laboratorio, y **de acuerdo con la Norma "NCh 170 Hormigón. Requisitos generales"**, se determina que la agresividad existente de la Ug4b como **No Agresivo "S0"** con los valores obtenidos de sulfatos soluble en suelo de 0,011% . Presenta un contenido en materia orgánica de 0,25%.

Tabla 5 – Grados de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO_4	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	$0,10 \leq SO_4 < 0,20$	$150 \leq SO_4 < 1\,500$ Agua de mar
S2	Severa	$0,20 \leq SO_4 \leq 2,00$	$1\,500 \leq SO_4 \leq 10\,000$
S3	Muy severa	$SO_4 > 2,00$	$SO_4 > 10\,000$

Figura 31. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5.

2) Normativa española:

Los materiales constituyentes de esta unidad geotécnica presentan unos sulfatos solubles de 107 mg/kg, por lo que se considera que **presentan ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

Clasificación de la Agresividad Química

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO2 Agresivo mg CO²/l	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión Amónico mg NH+/l	15 - 30	30 - 60	> 600
	Ión Magnesio mg mg²+/l	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	Ión Sulfato SO²-/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	Residuo seco mg/l	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado acidez Baumann-Gully	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato SO4 ²-/kg suelo seco	2.000 - 3.000	3.000 - 12.000	> 12.000

Figura 32. Tabla D.22 del CTE y la EHE.

5.5.4 Parámetros geotécnicos

Los siguientes parámetros geotécnicos han sido estimados a partir de los ensayos de campo en base a las correlaciones mencionadas en los apartados anteriores, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Prof. (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	IP	Vs	qu	Cu	c'	Ø	Es	Gs	ɣ
UG4b	1,0-21	SC-CH	>50	17	20-35	400	10	5	4	31	50	19,2	0,3

Tabla 37. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m³; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm², Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm²; c´: Cohesión en kN/m²; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ɣ:** coeficiente de Poisson.

5.6 UNIDAD UG-5. ROCA.

Roca metamórfica con grado de meteorización IV-II. Roca blanda de tonos gris oscuro y blanquecinos. Presenta fracturación alta y matriz meteorizada, de modo que se observan niveles de roca desintegrada con estructuras discontinuas de núcleos de roca, alternando con niveles de roca más sana, moderadamente meteorizada. Ocasionalmente, se observan estratos de roca muy meteorizada, formados por grava (núcleos de roca) de 5 cm de diámetro aproximadamente.

Esta unidad se detecta únicamente en el SF-09, a partir de 16 m de profundidad aproximadamente, de forma continua hasta el final del sondaje (25 m).

5.6.1 Ensayos de caracterización de la resistencia

Para determinar las características resistentes de esta formación, se han empleado los valores obtenidos en los ensayos MASW y ensayos de laboratorio. El material correspondiente a esta unidad representa el sustrato rocoso esquisto grado IV-II.

En base a los ensayos sísmicos realizados, las velocidades de onda Vs para estos materiales presentan valores > 500 m/s en torno a 11 m de profundidad, pasando a 900 m/s, según el grado de fracturación de la roca, por debajo de 21 m de profundidad.

La evaluación del macizo rocoso se realizó a partir de la determinación del GSI.

GSI = 40

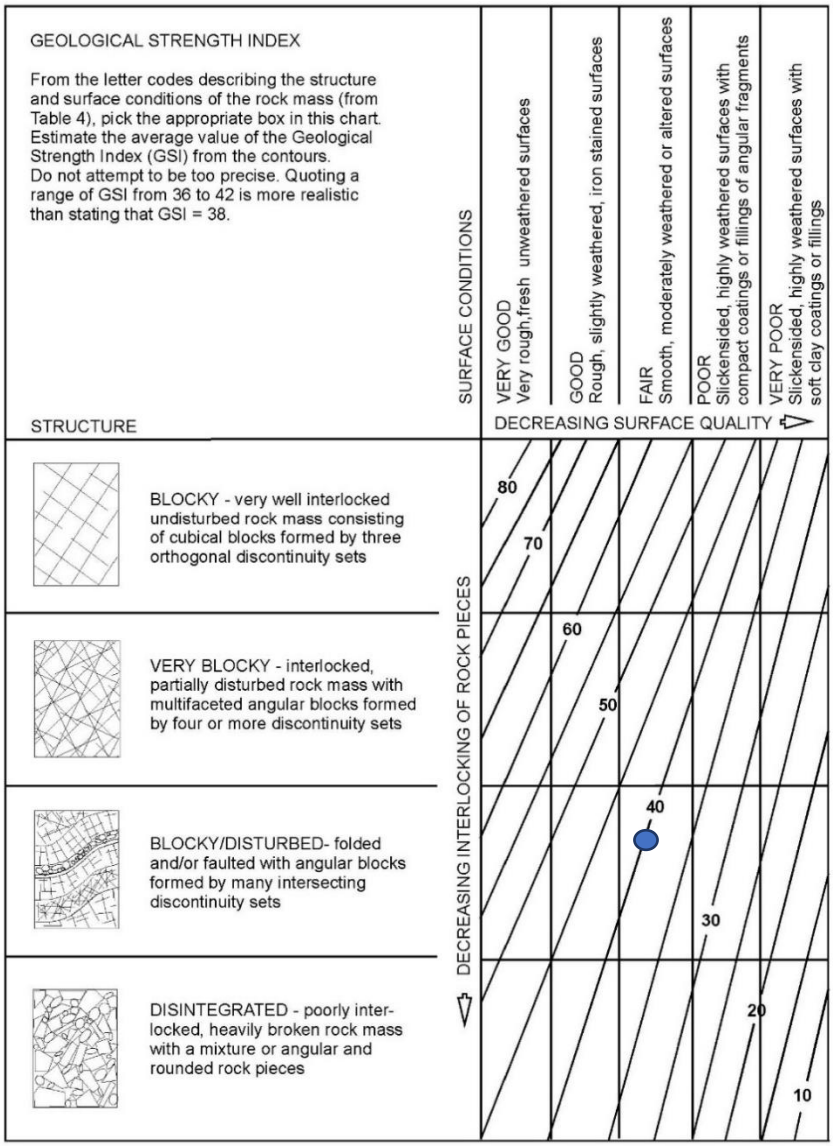


Figura 33. Carta para determinación del GSI

Para esta unidad se ha establecido una velocidad Vs representativa de 800 m/s (735 - 970 m/s). El valor de G_0 deducido de la velocidad V_s asumiendo una densidad de 2,2 t/m³ es de 576,9 MPa.

$$G_0 = 570 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 1500 \text{ MPa}$$

A partir de los datos obtenidos de los ensayos realizados en campo, laboratorio y la bibliografía, se han estimado los siguientes parámetros geotécnicos, encontrándonos en todo momento del lado de la seguridad:

U.G.	Profundidad (m)	USCS	N_{SPT}	$\gamma_{natural}$	Vs	qu	Cu	c'	Ø	Es	Gs	**ν**
UG5	16->30	-	>50	2,2	800	20	10	200	45	500	192	0,3

Tabla 38. Profundidad: profundidad de la muestra; USCS: Sistema unificado de clasificación de suelo; N_{spt}: parámetro de resistencia característico; $\delta_{natural}$: densidad humedad de las partículas menores a 5 mm en kN/m^3; IP: Índice de Plasticidad; Vs: velocidad de onda sísmica m/s; Qu: compresión simple en kg/cm^2, Cu: resistencia al corte no drenado en kg/cm^2; c´: Cohesión en kN/m^2; Ø: ángulo de rozamiento interno en º; Es: Módulo de deformación estático en MPa; Gs: Módulo de corte estático en MPa; **ν:** coeficiente de Poisson.

5.7 UNIDAD RESUMEN PARAMETROS GEOTECNICOS

Se adjunta a continuación un cuadro resumen de los diferentes parámetros geotécnicos de los distintos materiales.

PARÁMETROS DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	SUELO NATURAL							
	UG0 (Tv)	UG1	UG2		UG3	UG4		UG5
			UG2a	UG2b		UG4a	UG4b	
Profundidad (m)	0	0,3	0,3	1,5	2,5	2,5	1	16
Espesor máximo estimado (m)	0,6	1,3	18	8	10	>30	22	>30
N_{spt}	7	13	21	26	38	>50	>50	–
USCS	SM	SC-CL (SW-SM)	SM-SW-SP	SC-CL	SM-SW-(SP-SC-GP-GC)	SM-SW	SC-CH-(CL)	Roca (IV - II)
Densidad, $\gamma_{natural}$ (kN/m^3)	1,6	1,6	1,7	1,7	1,8	1,9	1,9	2,2
IP	–	23	NP	15	2	NP	37	–
Velocidad de onda Vs (m/s)	150	150	225	200	300	450	400	800
Cohesión, c (t/m^2)	–	2	1	3	1	1	5	20
Ángulo de rozamiento interno, Ø (°)	–	29	32	30	38	41	31	45
Compresión simle qu (Mpa)	–	0,10	–	0,35	–	–	1	20
Resistencia al corte Su (Mpa)	–	0,05	–	0,16	–	–	0,2	10
Coeficiente de Poisson, υ	–	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k30 (kp/cm3)	–	3,6	5	5,5	14	20	10	1000
Módulo de elasticidad. Es estático (MPa)	–	8	25	22	40	60	50	500
Módulo de corte Gs estático (MPa)	–	3,1	9,6	8,5	15,4	23,1	19,2	192,3
Módulo de elasticidad. E_0(MPa)	–	24	75	66	120	180	150	1500
Módulo de corte dinámico. G_0(MPa)	–	9,2	28,8	25,4	46,2	69,2	57,7	576,9

Tabla 39. Resumen de parámetros geotécnicos

Nota: Como se menciona del informe, las UG aparecen intercaladas a lo largo de los sondajes, no presentando continuidad a lo largo de la perforación. En la tabla anterior se ha considerado la profundidad mínima de aparición de cada UG.

UG	Profundidad de aparición por sondaje-calicata (m)											
	SP-02	SP-09	SF-08	SF-09	CC-01	CF-05	CF-06	C-F10	C-P01	C-P07	C-P08	C-SE
UG-1	0,2	0,2	0,6	-	0,5	0,5	0,5	0,2	-	0,4	0,4	
UG-2a	-	4,0	4,0	4,0	-	-	-	0,5	0,3	1,5	2	0,3
UG-2b	-	-	2,5	-	-	1,5	1,5	-	-	-	-	-
UG-3	2,5	2,5	-	-	-	-	-	1,5	-	-	-	-
UG-4a	-	-	-	2,5	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-4b	13,37	19,9	12,15	0,2	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-5	-	-	-	15,7	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 40. Unidades Geotécnicas identificadas en cada sondaje-calicata, indicado su profundidad de aparición en cada sondaje-calicata.

6 HIDROGEOLOGIA

6.1 HIDROGEOLOGÍA

6.1.1 Hidrogeología regional

La zona objeto de estudio se sitúa sobre la cuenca del río Maule, concretamente en el acuífero preliminar costero del Maule Bajo, de acuerdo con la DGA 2018.

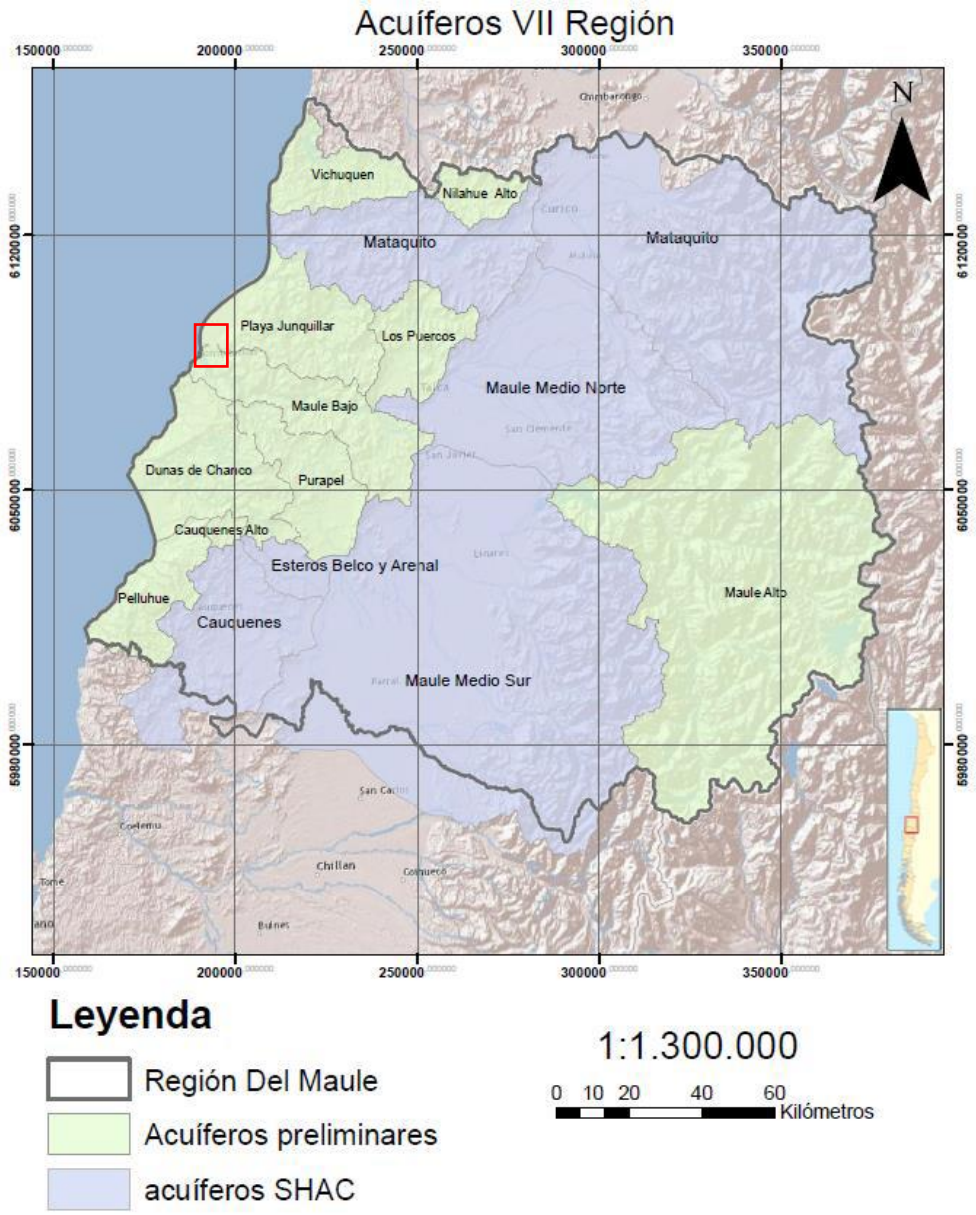


Figura 34. Mapa “Acuíferos VII Región. Distribución geográfica de acuíferos SHAC y preliminares (Fuente DGA).

De la diferente información existente, se ha extraído un resumen de los estudios realizados por la DGA, S.D.T. N° 409, denominado “DIAGNÓSTICO DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS DE LA REGIÓN DEL MAULE” editado en 2018, considerando la presencia de dos tipos de acuíferos en función de la cantidad de información existente y de la capacidad de aprovechamiento: preliminar y SHAC (aprovechamiento común).

De acuerdo con los estudios de la DGA, la zona de estudio pertenece al acuífero preliminar costero del Maule Bajo, dado que “es un tipo de acuífero en que su área está delimitado en base a estudios preliminares, es decir, determinación de recarga mediante precipitación media por un coeficiente de infiltración dado mapas geológicos globales, pero que estos datos no se han relacionado con la geofísica o datos hidrogeológicos de detalle.”

El acuífero del Maule se desglosa, a su vez, en 3 acuíferos que incluyen los acuíferos Maule Alto, Medio y Bajo, siendo solamente el Maule Medio un acuífero SHAC, mientras que Maule Alto y Bajo son preliminares.

En este acuífero se distinguen unidades de rocas o materiales consolidados y unidades de depósitos no consolidados, estos últimos son los de mayor interés desde el punto de vista hidrogeológico, Q1 y Qm en la zona costera del proyecto.

Las unidades de rocas presentes en la zona de estudio son: basamento metamórfico paleozoico superior (Pz4a) y sedimentario continental (Ks1m).

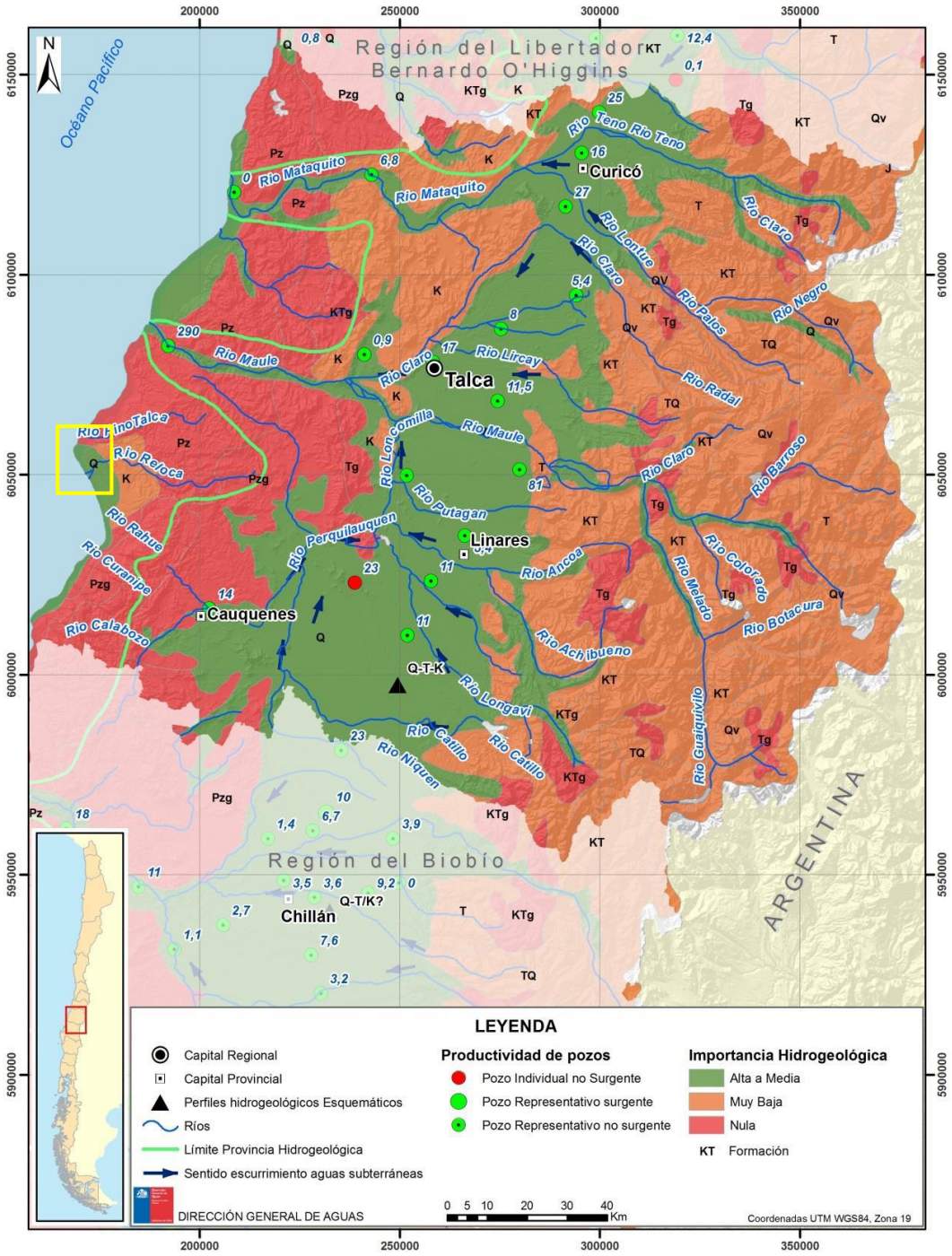


Figura 35. Mapa “Importancia Hidrogeológica Región del Maule”. Modificado Carta Hidrogeológica de Chile, 1986. (Fuente DGA). Zona de estudio demarcada en amarillo.

En cuanto a las unidades hidrogeológicas del acuífero Maule, se han definido cuatro unidades:

- La primera unidad son depósitos fluviales actuales, terrazas fluviales, abanico fluvial actual del Maule, depósitos coluviales, forman acuíferos libres principalmente, niveles

variables entre 3 y 30 m, caudales específicos entre 1 y 20 m, con caudales específicos entre 1 y 20 L/s/m (Espinoza, 2005).

- La segunda unidad son depósitos cineríticos, fluvioaluviales, interserranos, abanico de Linares, con niveles estáticos variables y caudales específicos entre 1 y 20 lt/s/m (Espinoza, 2005).
- La tercera unidad está compuesta por depósitos cineríticos, fluviales, abanico actual del Maule. Condiciona acuíferos confinados, niveles someros, a veces surgentes. (Espinoza, 2005).
- La cuarta unidad son rocas intrusivas, volcánicas y sedimentarias. Las cuales no presentan acuíferos conocidos. (Espinoza, 2005).

Los valores de permeabilidad en toda la cuenca del rio Maule son bastante similares, en torno a los 2*10-4 m/s, salvo en el sector sur de la cuenca donde se presentan valores inferiores al resto de la Región (DGA, 2010-2011).

6.1.2 Hidrogeología local y Nivel freático.

La zona del proyecto se asocia a la primera unidad mayoritariamente, y a la cuarta unidad secundariamente.

Durante la realización de los sondajes se ha observado la presencia de nivel freático en dos posiciones en torno a los 4,9-5,9 m, y entorno a 10 m en una tercera.

Durante la realización de los sondeos se ha medido la presencia de nivel freático en dos localizaciones, una en SF-08 y otra en SP-02, con niveles entorno a los 6 y 5 m respectivamente, y en F-09 en torno a 10 m. Debido a la elevada pluviometría se espera una variación de los niveles de agua con las estaciones.

Dado que la campaña se ha realizado en invierno, se considera que el nivel freático descenderá en verano. Sin embargo, se debe tomar en cuenta la cercanía del proyecto al río Pinotalca, cuyo caudal puede variar durante el año por diferentes razones, así como el nivel freático asociado a él.

Se recoge a continuación una tabla resumen con las mediciones de los NF en los sondajes.

Sondajes	PVC instalado (m)	Nivel freático 27-08-2022 (m)	Nivel freático 13-09-2022 (m)	Nivel freático 21-09-2022 (m)	Observaciones	Predio
S-01 (SP-02)	25		-4,9	-4,7	Piezómetro	Pahuil
S-02 (SP-09)	-	-	-	-	Sin NF	
S-03 (SF-08)	25		-5,8	-5,9	Piezómetro	La Flora
S-04 (SF-09)	-	-10?	-	-	-	

Tabla 41. Medidas del nivel freático en los sondajes realizados para el proyecto PE VPV. Nota: N.F. inferido en perforación y medida del N.F. tras la finalización de la campaña.

Además, durante la ejecución de calicatas y sondajes se observaron niveles de agua que deben ser analizados como posibles niveles freáticos, estos son presentados en la siguiente tabla:

Localización	Código de ensayo	Nivel Freático inferido (m)	Fecha
Pahuil	S-01 (SP-02)	-2	10-09-2022
		-4	11-09-2022
Pahuil	C-P01	-0,55	08-09-2022
La Flora	C-F10	-1,15	07-09-2022
La Flora	S-03 (SF-08)	-3	24-08-2022
		-4	25-08-2022
		-1	26-08-2022
La Flora	S-04 (SF-09)	-10?	27-08-2022

Tabla 42. Medidas de niveles de agua observados durante la ejecución de los ensayos. Los códigos que comienzan en con “S” hacen referencia a sondajes, y los que comienzan con “C” a calicatas.

En la calicata C-F10, el nivel de agua se encontraba a 1,10 m de profundidad. Esta calicata se ubica a 460 m del cauce del río Pinotalca y a una cota de 4 m.s.n.m, mientras que el cauce natural del río se encuentra a 2,9 m.s.n.m, por lo tanto, es probable que el nivel de agua encontrado en esta calicata sea el nivel freático en esta zona. Además, llovió la noche anterior a la excavación, por lo cual, el nivel debería bajar en otras épocas del año.

En cuanto a la C-P01, el nivel de agua se encuentra próximo a la superficie, en materiales de naturaleza arenosa (SP). Esta calicata se encuentra a aproximadamente 500 m al NE de S-01, donde se detectó el nivel freático a 5,00 m de profundidad, en niveles igualmente arenosos (SP), que tiene continuidad por debajo de los 10 m. Al NE de C-P01 se observa un área de acumulación de agua superficial y un arroyo con circulación de agua. Se estima que el nivel de agua presente no es nivel freático, sino agua proveniente de las precipitaciones del día anterior (un nivel acumulado), eventualmente el nivel descenderá.

En los sondajes S-01 y S-03 se observó una disminución del nivel de agua observado durante la ejecución, lo que se puede asociar a una estabilización del nivel freático local con el pasar de los días (durante el proceso de perforación se va inyectando agua). Entonces, los niveles observados corresponderían al nivel freático local que aumenta debido al agua utilizada en el ensayo.

En el sondaje S-04 se observó agua a 10 m de profundidad. El suelo de esta localización se caracteriza por estar compuesto de arena con finos variables (18-26%) entre 8 y 12 m.

Probablemente sea nivel freático, aunque considerando la cercanía (120 m) a una red de drenaje, también puede haber recarga desde el canal. Para un mejor control del nivel freático en esta área, se recomienda medir con piezómetro en futuras campañas.

Permeabilidad m/día	10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1} 1 10 10^{2} 10^{3} 10^{4}				
Calificación	Impermeables	Poco permeable	Algo permeable	Permeable	Muy permeable
Calificación del acuífero	Acuícludo	Acuitardo	Acuífero pobre	Acuífero de regular a bueno	Acuífero excelente
Tipo de materiales	Arcilla compacta Pizarra Granito	Limo arenoso Limo Arcilla limosa	Arena fina Arena limosa Caliza fracturada	Arena limpia Grava y arena Arena fina	Grava limpia

Figura 36. Tabla de permeabilidades (Custodio y Llamas 1984).

La permeabilidad de los materiales se ha estimado entre:

La Flora: 0,1-1 m/d pudiendo llegar a ser superior en zonas puntuales.

Pahuil: 10->100 m/d.

7 SISMICIDAD REGIONAL

En este capítulo se presentan los antecedentes geológicos, sismológicos y metodológicos utilizados para la estimación del Peligro Sísmico en la comuna de Constitución, y definir el diseño sísmico para la implementación de un Parque eólico, en base a dichos antecedentes y normativa sísmica de aplicación en Chile.

Para ello, se consideran las tres principales fuentes sismogénicas presentes en la zona (terremotos interplaca tipo thrust, intraplaca de profundidad intermedia y corticales), describiéndose cada una de ellas por separado.

En la siguiente figura se presenta un perfil del contacto entre ambas placas. En ésta se observa la interacción entre las placas de Nazca (en azul) y Sudamericana (en verde). En ella también se han graficado los sismos registrados:

(a) en el contacto entre las placas, los terremotos interplaca tipo thrust, caracterizados por ocurrir en la zona costera,

(b) dentro de la placa de Nazca, los terremotos de tipo intraplaca de profundidad intermedia, con epicentros bajo el continente,

(c) dentro de la placa Sudamericana (corticales), sismos más superficiales y

(d) eventos más allá de la fosa, producidos por la flexión de la placa de Nazca antes de subducir. Cabe resaltar que este último tipo de sismos no son considerados en los cálculos de peligro debido a que se encuentran lejos de los asentamientos urbanos y son de magnitud moderada (generalmente inferior a 6,0).

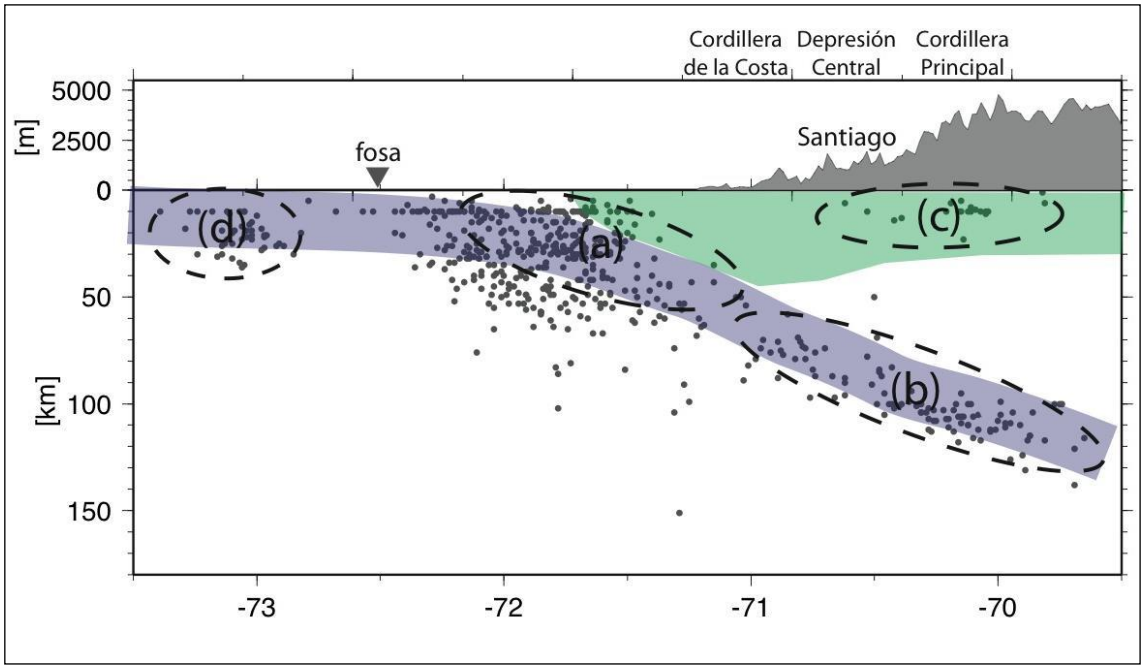


Figura 37. Corte de la subducción chilena en el paralelo 33,5°S, donde se ha marcado la posición de las placas de Nazca (color azulado) y la placa Sudamericana (color verde). Cada punto marca la posición de un sismo, independiente de su magnitud o fecha de ocurrencia. Se han marcado las principales fuentes sismogénicas en la zona de estudio: (a) interplaca tipo thrust, (b) intraplaca de profundidad intermedia, (c) corticales y (d) outer-rise.

El análisis de la sismicidad asociada permite definir conjuntos de eventos con características comunes, denominados como fuentes sismogénicas. Posteriormente, se procede a analizar la sismicidad histórica, con objeto de lograr una mejor caracterización. Ello permite definir aquellos parámetros necesarios en la estimación del peligro sísmico probabilístico, tales como la productividad sísmica y las leyes de atenuación.

La figura anterior representa el perfil de sismicidad característico de las zonas de subducción, la que en este caso posee dos características distintivas: una alta velocidad de convergencia (alrededor de 6-7 cm/año) y una joven placa subductada (del orden de 35 Ma en la zona central). Este tipo de fenómenos generan tres fuentes sismogénicas descritas en la sección siguiente.

7.1 Determinación de las fuentes sísmicas

En la sección anterior, se comprueba que existen tres fuentes sismogénicas, las cuales poseen características comunes; estas son: interplaca o thrust, intraplaca de profundidad intermedia y cortical.

- Sismos interplaca o thrust: corresponden a aquellos eventos que se producen en el contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana, (Zona a).
- Sismos intraplaca de profundidad intermedia: esta fuente está compuesta por sismos que ocurren dentro de la placa de Nazca, después de la zona de contacto; ellos poseen profundidades mayores de 50 km y llegan hasta los 150-200 km, (Zona b).
- Sismos corticales: la fuente cortical la componen aquellos eventos que ocurren dentro de la placa Sudamericana, usualmente a profundidades menores de 30 km. Ellos están relacionados con la deformación activa de los Andes producto de la convergencia de las placas y su expresión se desarrolla en forma de fallas activas, algunas con representación en superficie y otras no, (Zona c).

7.2 Peligro sísmico regional

A continuación, se presentan los antecedentes, consistentes en estimaciones previas del peligro sísmico hechas para la zona. En función de dichos antecedentes y de los datos de sismicidad registrados en el área, se obtiene una idea estimada de los eventos sísmicos que pueden producirse.

En Chile se han desarrollado varias investigaciones mostrando el peligro sísmico a diversas escalas. En primer lugar, se muestran los resultados obtenidos por Susa (2004) en los cuales se estimó la probabilidad de ocurrencia de un terremoto de magnitud importante (sobre 7,0-7,5) en diversas regiones de nuestro país (ver siguiente figura) dentro de un determinado rango de tiempo. Para la zona en estudio se tiene un rango entre 66,7 % y 19,3 %, dependiendo del modelo probabilístico considerado. Cabe resaltar que los dos modelos que entregan menores probabilidades (B y C, en la siguiente figura) son aquellos en los cuales se toma en cuenta el tiempo transcurrido desde el último gran terremoto, reflejando de mejor manera el ciclo sísmico.

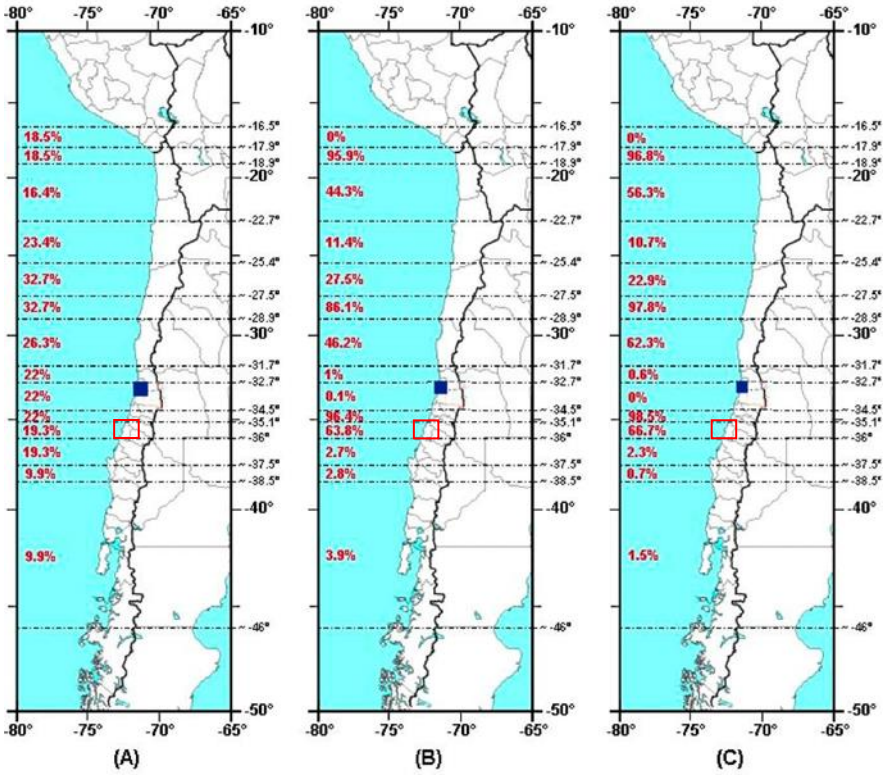


Figura 38. Probabilidades de que ocurra un terremoto de magnitud superior a 7,0-7,5 para el período comprendido entre 2004-2024. Para su determinación, se consideraron las siguientes distribuciones: (A) Poisson, (B) Weibull, determinada mediante mínimos cuadrados, y (C) Weibull, determinada mediante máxima verosimilitud (Susa, 2004). Como referencia, en azul se marca la ubicación aproximada de Santiago, y en rojo el área próxima a la zona de proyecto.

7.2.1 Determinación de las Fuentes Sísmicas

Considerando esta división, es posible clasificar cada uno de los eventos que ocurren en la zona, pudiéndose observar y diferenciar la fuente de procedencia de los sismos ocurridos en el área del proyecto en los últimos 100 años, mostrados en la siguiente imagen. El color es indicativo de la profundidad de ocurrencia y el radio de la magnitud.

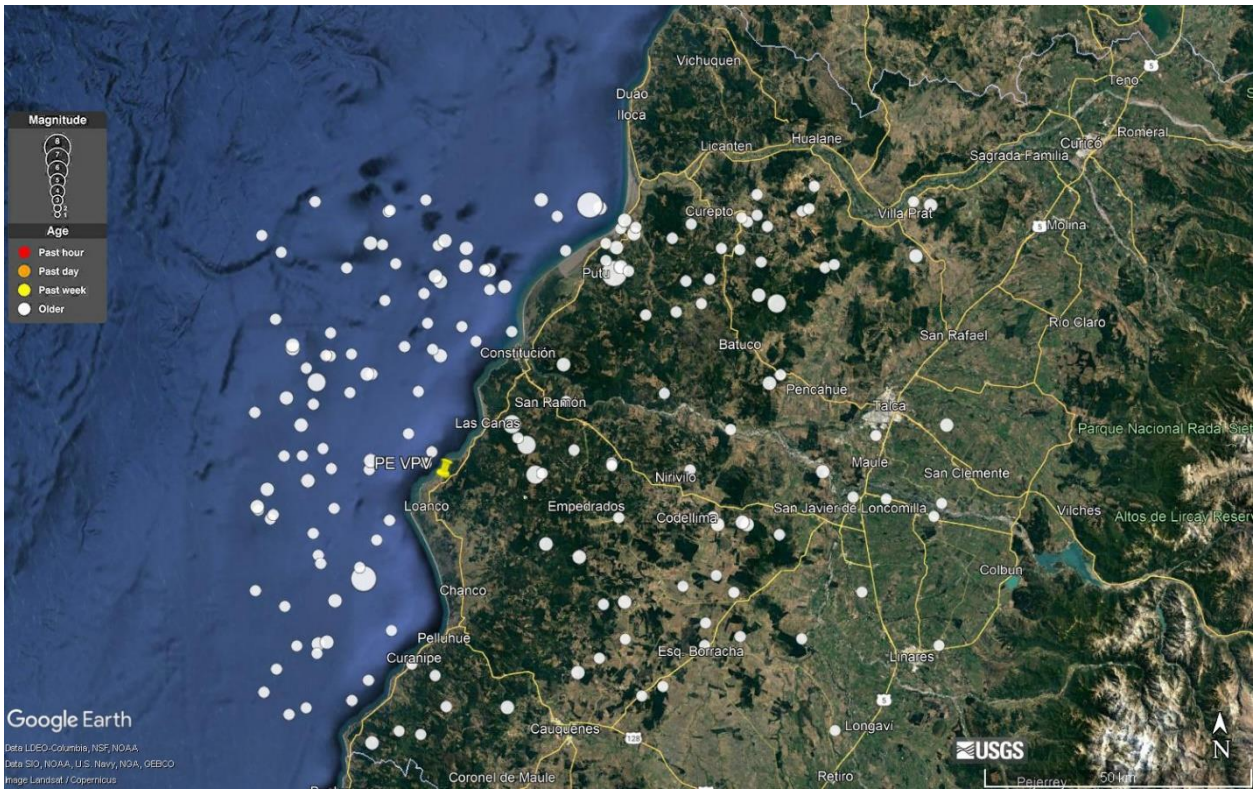


Figura 39. Imagen satelital con los eventos telúricos ocurridos entre 1921 y 2021, con magnitudes desde 4,5 (USGS). PE VPV.

Con estos datos podemos hacernos una idea del tipo de sismo más recurrente en la zona, las magnitudes medias esperable, así como del posible máximo esperable (hasta la fecha, ya que es posible la ocurrencia de eventos de mayor magnitud).

Lo anterior debería ser considerado desde el punto de vista relativo a un posible tsunami, producto de un evento sísmico de magnitud importante, ya que la zona de estudio se encuentra próxima a la costa.

7.3 Normativa y sismicidad

La Norma Chilena 433:2012 hace referencia a distintas especificaciones técnicas para el diseño sísmico de edificios y otros elementos secundarios de edificios, donde las condiciones sísmicas existentes en Chile están decretadas.

Entre otros aspectos, la norma incluye en su alcance literalmente:

“1.1 Esta norma establece requisitos exigibles para el diseño sísmico de edificios.

1.2 Esta norma también se refiere a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de edificios.

1.3 También se incluyen recomendaciones sobre la evaluación del daño sísmico y su reparación.

1.4 Esta norma no se aplica al diseño sísmico de otras obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles, canales. Tampoco se aplica a edificios industriales ni a instalaciones industriales. El diseño de estas obras se debe regir por la norma chilena correspondiente.

1.5 Esta norma es aplicable sólo a materiales o sistemas que tengan una norma técnica de diseño sísmico o que en su defecto se pueda demostrar mediante ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad equivalente a los requerimientos de esta norma para materiales sísmicos convencionales."

7.4 Aplicaciones y tipo de suelo sísmico

En esta sección se establece una clasificación del área del proyecto de acuerdo con la categoría de ocupación, el tipo de suelo y los parámetros sísmicos para el diseño sísmico según las distintas normativas.

7.4.1 Aplicaciones sísmicas

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente: Instalaciones agrícolas. Ciertas instalaciones provisorias. Instalaciones menores de almacenaje.	I
Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente: bibliotecas, museos. Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente: salas destinadas a asambleas para 100 o más personas, estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas, escuelas, parvularios y recintos universitarios, cárceles y lugares de detención, locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m 2 por piso, o de altura mayor que 12 m, centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m^2 sin considerar la superficie de estacionamientos.	III

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso de que se liberen. Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.	
Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente: cuarteles de policía, **centrales eléctricas** y telefónicas, correos y telégrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo. Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente: hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, estaciones terminales, refugios de emergencia, estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. Edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente. Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.	IV

Tabla 43. Clasificación en función de la ocupación de los edificios y otras estructuras de acuerdo con la importancia del fallo en caso de sismo. Tabla 4.3 NCh 433 “Diseño sísmico de edificios”.

De acuerdo con la Norma chilena NCh 433, la zona del proyecto se encuentra en la **categoría de ocupación IV**, ya que la infraestructura planeada para este proyecto prevé la construcción de una subestación eléctrica asociada.

Para esta categoría de ocupación **el** valor de coeficiente de importancia I = 1,2.

7.4.2 Tipo de suelo y parámetros sísmicos

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 800 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igualo mayor que 50%. Si el espesor de la roca es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca.
II	a) Suelo con velocidad de propagación de onda de corte Vs in situ 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 es igual o mayor que 20 kN/m^3, o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igualo 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 Índice 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 Su igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple que igualo mayor que 0,20 MPa en probetas sin fisuras. En todos los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir 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 debe clasificar como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III o IV es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo subyacente, esto es tipo III o tipo IV, según corresponda.
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 Su comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (que entre 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, 0,05 y 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: 10m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10m, el suelo se debe clasificar como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre suelo IV es inferior a 25 m, se clasificará como tipo IV.
IV	Suelo cohesivo saturado con Su igualo menor que 0,025 MPa (que igualo menor que 0,050 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10m. 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 debe clasificar como tipo III.

Tabla 44. Definición de tipos de suelo para cimentaciones, de acuerdo con el manual de carreteras Tabla 3.1004.308.B.

De acuerdo con la NCh 433 de 2012, y a la vista del sustrato encontrado (litología), el estudio geofísico y la resistencia observada en la ejecución de los sondajes, el suelo del área estudiada corresponde a un suelo tipo III mayoritariamente y tipo II en la posición F-09.

De acuerdo con el Manual de carreteras, el suelo se considerará tipo III cuando el valor de V_{S10} esté entre 180 – 400 m/s. Para V_{S10} > 400 m/s se podrá considerar suelo tipo II.

A la vista de la información de los sondajes, en los 10 primeros metros investigados aparecen arenas saturadas y no saturadas con N_{SPT} > 20 y suelos cohesivos con Su promedio 0,14 MPa, en todas las posiciones investigadas (suelo tipo III), salvo en SF-09, donde se encuentran arenas con N_{SPT}> 40 de forma continua durante más de 20 m de espesor (suelo tipo II).

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
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 del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxim
en el ensayo de compresión simple
S_u: Resistencia al corte no-drenada del suelo

Tabla 45. Definición de tipos de suelo para cimentaciones según la NCh 433.

Los valores de V_{S30} en la posición de los aerogeneradores estudiados se encuentran entre 321 y 566 m/s, lo que se corresponde con suelo tipo C – B (a excepción de la posición P-09).

En el área de la subestación y posición P-09, V_{S30} registra un valor menor a 350 m/s, lo que se corresponde con un suelo tipo D.

Los parámetros sísmicos para este tipo de suelos son los siguientes:

Tipo de suelo	S	T_oS	T's	n	P
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,50
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,60
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,00

Tabla 46. Valores de los parámetros dependientes del tipo de suelo, según NCh 433 Tabla 6.3

7.5 Zonificación sísmica

De acuerdo con la norma NCh 433 ya mencionada, el proyecto se encuentra entre la zona sísmica 3.

Región	Zona 3
7a	Constitución

Tabla 47. Zonificación sísmica VII Región.

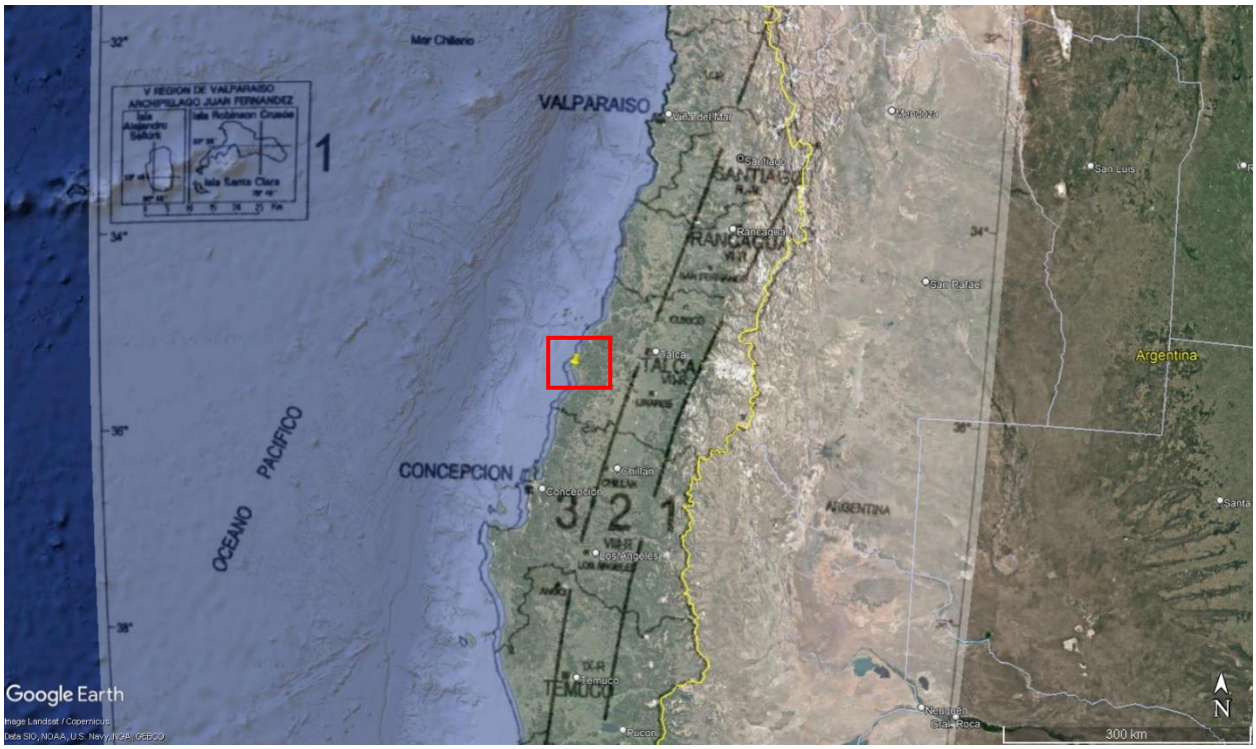


Tabla 48. Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VIII, VIII, IX, X y Metropolitana. En rojo se enmarca el área de estudio. PE VPV.

7.6 Aceleración sísmica efectiva

El valor de aceleración efectiva, $\mathbf{A_0}$, corresponde a **0,40g**, de acuerdo con la zona sísmica 3. La duración del sismo se estima en el orden de los 90 segundos.

8 ANALISIS DE INGENIERIA

Se ha realizado un análisis geotécnico del emplazamiento con el objeto de aportar unos primeros condicionantes de la parcela objeto de estudio.

Para ello se ha empleado los resultados de los ensayos geofísicos MASW, sondajes, y los ensayos de laboratorio realizados, así como ensayos de placa dinámica.

8.1 Caracterización geotécnica

Se proponen las siguientes unidades geotécnicas, cuya descripción se incluye a continuación en el siguiente cuadro:

Unidad Geotécnica	Subunidad	Material	Descripción
UG0	-	TV	Arena limosa de contenido variable en arcillas y restos de raíces. Consistencia Floja.
UG1	UG1	CL-SC (SM-SW)	Arcilla con arena o arena arcillosa. Consistencia moderadamente firme.
UG2	UG2a	SW-SP-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia medianamente densa.
	UG2b	SC-CL	Arcilla arenosa / arena arcillosa. Plasticidad baja. Consistencia firme
UG3	UG3	SW-SM (SP-GP-GC)	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia densa.
UG4	UG4a	SW-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia muy densa.
	UG4b	SC-CH	Arcillas orgánicas-arcilla arenosa. Plasticidad media a alta. Consistencia duro.
UG5	-	Roca	Sustrato rocoso constituido por rocas metamórfica con grado de meteorización IV – III.

En la tabla siguiente se indica la profundidad de aparición de cada UG, por sondaje:

UG	Profundidad de aparición por sondaje-calicata (m)											
	SP-02	SP-09	SF-08	SF-09	CC-01	CF-05	CF-06	C-F10	C-P01	C-P07	C-P08	C-SE
UG-1	0,2	0,2	0,6	-	0,5	0,5	0,5	0,2	-	0,4	0,4	
UG-2a	-	4,0	4,0	4,0	-	-	-	0,5	0,3	1,5	2	0,3
UG-2b	-	-	2,5	-	-	1,5	1,5	-	-	-	-	-
UG-3	2,5	2,5	-	-	-	-	-	1,5	-	-	-	-
UG-4a	-	-	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-4b	13,37	19,9	12,15	0,2	-	-	-	-	-	-	-	-
UG-5	-	-	-	15,7	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 49. Unidades Geotécnicas identificadas en cada sondaje-calicata, indicado su profundidad de aparición en cada sondaje-calicata.

Como se menciona del informe, las UG aparecen intercaladas a lo largo de los sondajes, no presentando continuidad a lo largo de la perforación. En la tabla anterior se ha considerado la profundidad mínima de aparición de cada UG.

8.2 Unidades geotécnicas y parámetros de referencia

Los parámetros de resistencia y caracterización de los materiales se han determinado en base a los ensayos de campo realizados, las correlaciones habituales y a los ensayos de laboratorio. Con todos los conjuntos de datos se han seleccionado aquellos parámetros que mejor recogen el comportamiento del suelo descartando aquellos valores que no han sido muy representativos o que por circunstancias del propio ensayo no reflejan correctamente el carácter del material.

PARÁMETROS DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	SUELO NATURAL							
	UG0 (Tv)	UG1	UG2		UG3	UG4		UG5
			UG2a	UG2b		UG4a	UG4b	
Profundidad (m)	0	0,3	0,3	1,5	2,5	2,5	1	16
Espesor máximo estimado (m)	0,6	1,3	18	8	10	>30	22	>30
N_{spt}	7	13	21	26	38	>50	>50	–
USCS	SM	SC-CL (SW-SM)	SM-SW-SP	SC-CL	SM-SW-(SP-SC-GP-GC)	SM-SW	SC-CH-(CL)	Roca (IV - II)
Densidad, $\gamma_{natural}$ (kN/m^3)	1,6	1,6	1,7	1,7	1,8	1,9	1,9	2,2
IP	–	23	NP	15	2	NP	37	–
Velocidad de onda Vs (m/s)	150	150	225	200	300	450	400	800
Cohesión, c (t/m^2)	–	2	1	3	1	1	5	20
Ángulo de rozamiento interno, Ø (°)	–	29	32	30	38	41	31	45
Compresión simle qu (Mpa)	–	0,10	–	0,35	–	–	1	20
Resistencia al corte Su (Mpa)	–	0,05	–	0,16	–	–	0,2	10
Coeficiente de Poisson, υ	–	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k30 (kp/cm3)	–	3,6	5	5,5	14	20	10	1000
Módulo de elasticidad. Es estático (MPa)	–	8	25	22	40	60	50	500
Módulo de corte Gs estático (MPa)	–	3,1	9,6	8,5	15,4	23,1	19,2	192,3
Módulo de elasticidad. E_0(MPa)	–	24	75	66	120	180	150	1500
Módulo de corte dinámico. G_0(MPa)	–	9,2	28,8	25,4	46,2	69,2	57,7	576,9

Tabla 50. Resumen de parámetros geotécnicos para las unidades geotécnicas definidas para PE VPV.

8.3 Excavabilidad

La excavabilidad de los materiales se ha evaluado mediante las calicatas realizadas con una retroexcavadora y a partir de los datos tomados en los ensayos MASW.

Se ha registrado una excavabilidad directa en todas las excavaciones hasta una profundidad promedio de 3,00 m, tanto en el predio Pahuil como en La Flora. En el caso de la calicata realizada para la ubicación de los caminos (C-C01) la excavabilidad es directa hasta 1,80 m, donde pasa a marginal hasta el final de la excavación (3,00 m).

A partir de los ensayos MASW (Vs) se ha deducido la velocidad Vp según la expresión Vp=Vs*1,9.

Dado que los valores de Vs oscilan entre 150 m/s y 990 m/s, con una Vs promedio en torno a 400 m/s en el perfil de profundidades para el predio Pahuil y área de la subestación, y 600 m/s en el predio La Flora, los valores de Vp oscilan entre 285 m/s y 1881 m/s, con un promedio de 760 m/s para Vp predio Pahuil, Vp = 1140 m/s La Flora.

En las posiciones MASW-F04, MASW-F08 y MASW-F09 (predio La Flora), se presentan valores de Vs superiores a 350 m/s en torno a 5 m de profundidad (Vp = 665 m/s); en las posiciones MASW-P09, MASW-SE y MASW-P02 (predio Pahuil), los valores de Vs se encuentran entorno a 200 m/s a 5 m de profundidad (Vp = 380 m/s).

CNA, 1993		ASTM-D5777	
Velocidad Vp [m/s]	Descripción	Velocidad Vp [m/s]	Descripción
170 – 450	Suelos arenosos	240 - 610	Suelo intemperizado
300 – 650	Suelos con finos	460 - 915	Grava o arena seca
500 – 900	Suelos gruesos	1830 - 1220	Arena saturada
800 – 1,400	Depósitos de Talud	910 - 2750	Arcilla saturada
1,450 – 1,550	Materiales saturados	1430 - 1665	Agua
1,400 – 2,000	Roca blanda	1460 - 1525	Agua de mar
1,800 – 2,500	Roca muy fracturada	1830 - 3960	Arenisca
2,000 – 3,000	Roca fracturada	2750 - 4270	Esquisto, arcilla esquistosa
3,000 – 5,000	Roca intacta	1830 - 3960	Tiza
4,500 – 6,500	Granito sano	2134 - 6100	Caliza
6,000 – 7,500	Rocas Metamórficas	4575 - 5800	Granito
5,500 – 8,000	Caliza intacta	3050 - 7000	Roca metamórfica

Tabla 51. Descripción del suelo en función de la velocidad de las ondas Vp. CNA (1993) y ASTM-D5777.

La zona de estudio presenta materiales cuaternarios medianamente densos / firmes hasta 4 m de profundidad aproximadamente, en base al reconocimiento del terreno realizado (calicatas,

sondajes y MASW), de modo que los materiales afectados por el movimiento de tierras, durante la construcción de viales y cimentaciones, serán excavables con medios mecánicos convencionales.

En todo el perfil de profundidad, el material se considera excavable de forma directa en las UG1, UG2 y UG3 con maquinaria convencional de obra (retroexcavadora, excavadora de oruga, bull-dozer etc.) y marginal en UG4.

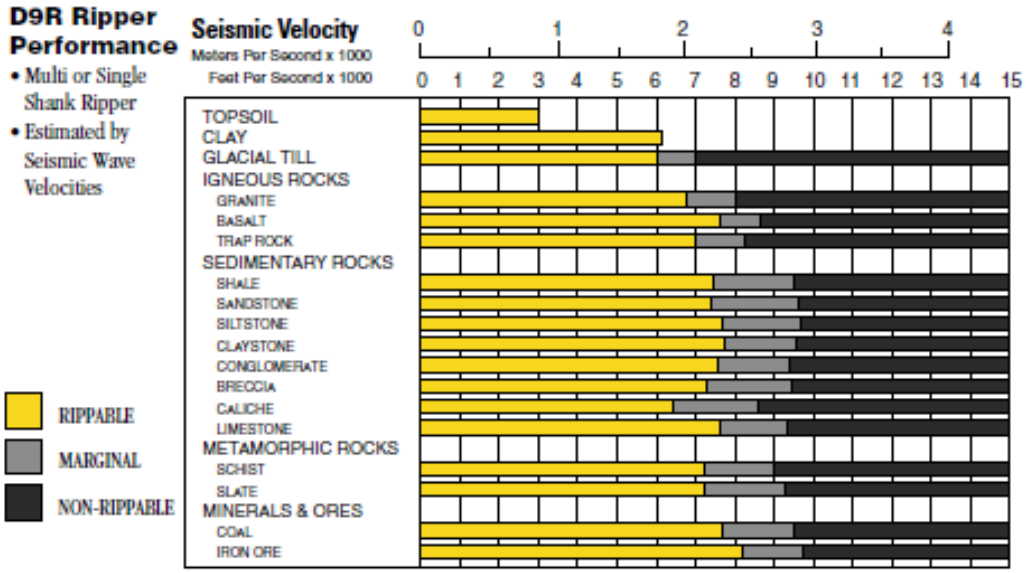


Figura 40. Tabla de ripabilidad según tipo de material y Vp para maquinaria tipo D9R.

La UG4a registra los valores de Vp más altos (exceptuando la UG5 roca), presentando excavabilidad marginal para maquinaria tipo D9R. La distribución de esta unidad se identifica por debajo de 2,50 m de profundidad en el entorno del sondaje S-F09 (predio La Flora); no se ha observado en el resto de las prospecciones realizadas. Se deberá evaluar su presencia en otras zonas con prospecciones adicionales.

De acuerdo con la distribución de las UG definidas, el movimiento de tierras corresponderá principalmente a UG2a y UG4 en el predio Pahuil, y a las UG2a y UG3 en el predio La Flora, lo anterior en función de las investigaciones realizadas en las posiciones de los aerogeneradores y para una profundidad de excavación entorno a los 4,00 m.

8.4 Criterios de caracterización de materiales para su reutilización

El Manual de Carreteras de Chile, en su Volumen 3. Instrucciones y Criterios de Diseño, establece las características que deben cumplir los materiales para su reutilización en la construcción de caminos.

Así, los terrenos empleados en la construcción del **cuerpo de los terraplenes** deberán tener un poder de soporte no inferior a 10% CBR, medido al 95% de la DCMS. El tamaño máximo del material será de 150 mm, aceptándose una tolerancia de 5% en peso entre 150 mm y 200 mm. En zonas donde la precipitación media anual sea mayor a 300 mm, el poder de soporte se determinará con inmersión.

Si el material del terraplén es de origen fluvial, corte de roca o material de marina, debe tener una buena gradación, controlada mediante los coeficientes de curvatura y uniformidad de la curva granulométrica. Deben cumplir con lo siguiente:

- Coeficiente de Uniformidad >4
- 1< Coeficiente de Curvatura<3

Los 0,30 m superiores de **coronamiento de los terraplenes** deberán construirse con suelos que se denominan “material de subrasante”, cuyo poder de soporte no deberá ser inferior al 20% CBR, medido en las mismas condiciones estipuladas para el cuerpo del terraplén. El tamaño máximo del material no será superior a 100 mm.

Asimismo, en la Sección 8.101 del Manual de Carreteras del año 2021, se definen las especificaciones para subbases y bases.

- **Requerimientos generales.**
  - Los agregados gruesos, retenidos sobre el tamiz 5 mm (Nº 4) deben ser partículas resistentes, durables, constituidos por fragmentos de roca, grava o escorias.
  - Los agregados finos, que pasan por el tamiz 5 mm (Nº 4) deben estar constituidos por arenas naturales o trituradas y por partículas minerales que pasan por el tamiz 0,08 mm (Nº 200).
  - Las fracciones que pasan por el tamiz 0,08 mm (Nº 200) no deberán ser mayores que los dos tercios de la fracción que pasa por el tamiz 0,5 (Nº 40).

- Todo el material deberá estar libre de materias orgánicas y terrones de arcilla. La graduación de los materiales deberá estar de acuerdo con la siguiente tabla:

	Límite Líquido	Índice de Plasticidad
Subbase	Máximo 35	Máximo 8
Base estabilizada	Máximo 25	Máximo 6

Tabla 52. Especificaciones de plasticidad para materiales de subbases y bases según el manual de carreteras chileno.

- **Materiales para subbase.**

Además de los requisitos generales, en cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR mayor o igual al 40% y la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida con el ensayo de Los Ángeles, de no más del 40%.

- **Materiales para base granular.**

Los materiales para base granular (estabilización hidráulica) deberán cumplir con los requerimientos estipulados en los requisitos generales.

Las granulometrías deberán de ajustarse a una de las siguientes bandas: TM-50b, TM-50c o TM-25 de la siguiente tabla:

Tamiz	TM-50a	TM-50b	TM-50c	TM-40a	TM-40b	TM-40c	TM-25
50	100	100	100				
40	-	70-100	-	100	100	100	
25	55-100	55-85	70-100	70-100	80-100	80-100	100
20	-	45-75	60-90	50-80	-	-	70-100
10	30-75	35-65	40-75	25-50	50-80	50-80	50-80

5	20-65	25-55	30-60	10-30	35-65	35-65	35-65
2,5	-	-	-	5-15	-	-	-
2	10-50	15-45	15-45	-	25-50	25-50	25-50
0,5	5-30	5-25	10-30	0-5	10-30	15-30	10-30
0,08	0-20	0-10	0-15	0-3	5-15	5-20	0-15

Tabla 53. Especificaciones para granulares según el manual de carreteras chileno.

El porcentaje de chancado no deberá ser menor al 50%.

En cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá de tener un soporte CBR mayor o igual al 80% y la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida con el ensayo de Los Ángeles, de no más del 35%.

Por su parte, el Módulo de reacción de la subrasante k (MPa/m), utilizado para caracterizar la subrasante, puede deducirse a partir de los valores de CBR y/o a partir del Ev2 resultado de los ensayos de placa de carga, de acuerdo con el Manual de carreteras.

Se incluye a continuación un rango de valores de k estimados en función de la caracterización para suelos granulares.

Clasificación ASSHTO	Descripción	Clasif. S. U.	Densidad Seca (kg/m3)	CBR (%)	Valor K (psi/in)
Suelos granulares:					
A-1-a, bien graduada	Grava	GW, GP	125 - 140	60 - 80	300 – 450
A-1-a, mal graduada			120 - 130	35 - 60	300 – 400
A-1-b	Arena Gruesa	SW	110 – 130	20 - 40	200 – 400
A-3	Arena Fina	SP	105 – 120	15 -25	150 – 300
A-2 Material granular con alto contenido de finos					
A-2-4 gravoso	Grava Limosa	GM	130 - 145	40-80	300 – 500
A-2-5, gravoso	Grava Areno Limosa				
A-2-4, arenoso	Arena Limosa	SM	120 - 135	20 – 40	300 – 400
A-2-5, arenoso	Arena Gravo Limosa				
A-2-6, gravoso	Grava Arcillosa	GC	120 - 140	20 – 40	200 – 450
A-2-7, gravoso	Grava Areno Arcillosa				
A-2-6, arenoso	Arcilla Arenosa	SC	105 - 130	10 – 20	150 – 350
A-2-7, arenoso	Arcilla Grava Arenosa				
Suelos finos:					
A-4	Limo	ML, OL	90 - 105	4 - 8	25 – 165*
	Mezclas de Limo/Arena/ Grava		100 - 125	5 - 15	40 – 220 *
A – 5	Limo mal graduado	MH	80 - 100	4 - 8	25 – 190*
A - 6	Arcilla plástica	CL	100 - 125	5 - 15	25 – 255*
A-7-5	Arcilla Elástica moderadamente plástica	CL, OL	90 - 125	4 - 15	25 – 125 *
A-7-6	Arcilla muy plástica	CH, OH	80 - 110	3 – 5	40 – 220*

Tabla 54. Rangos de valores de k para suelos granulares. Guía AASHTO 1998.

Para la clasificación de los suelos para su uso como subrasante, subbase y base, también se puede tener en cuenta la "*Clasificación y uso del suelo en función del índice CBR*" propuesta por Assis, A. (1988).

CBR	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2-5	Muy mala	Sub-rasante
5-8	Mala	Sub-rasante
8-20	Regular-Buena	Sub-rasante
20-30	Excelente	Sub-rasante
30-60	Buena	Sub-base
60-80	Buena	Base
80-100	Excelente	Base

Tabla 55. "*Clasificación y uso del suelo en función del índice CBR*" propuesta por Assis, A. (1988).

Complementariamente, para el diseño de pavimentos puede utilizarse la clasificación que establece el método AASHTO 96, basado en la tabla que se presenta a continuación.

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa el tamiz #200)							Materiales limoarcillosos (más de 35% pasa el tamiz #200)			
Clasificación de grupo	A-1		A-3[A]	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00mm)	50 máx.	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 40 (425µm)	30 máx.	50 máx.	51 mín.	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 200 (75µm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Límite líquido	...		...	B				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		N.P.	B				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.[B]
Tipos de materiales característicos	Cantos, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

[A] La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2.

[B] El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.

Figura 41. Clasificación AASHTO. Diseño de pavimento método AASHTO 96.

8.5 Aprovechamiento de materiales

De acuerdo con los ensayos de laboratorio realizados en las muestras recogidas, los materiales detectados en el sector donde se emplazará el parque eólico, se clasifican según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, USCS, mayoritariamente como SM-SW-SP, no plásticos (UG2a,UG3,UG4a), y secundariamente como SC-CL-CH de plasticidad baja (UG1, UG2b) – alta (UG4b), que alternan a lo largo del perfil estratigráfico hasta el final de las posiciones investigadas, salvo en el caso del S-F09 donde se detecta roca (UG5) a partir de 16 m de profundidad aproximadamente.

8.5.1 Análisis de resultados

Para el análisis del aprovechamiento de materiales, se han tenido en cuenta los criterios del Manual de carreteras, Norma AASTHO y Clasificación de Assis, desarrollados en el apartado anterior, así como los resultados de los ensayos de laboratorio y de la placa de carga dinámica.

Predio	Muestra ensayada	Profundidad (m)		Unidad Geotécnica (UG)	CLASIFICACIÓN		Ensayo Proctor			Ensayo C.B.R.	
		Inicial	Final		U.S.C.S	AAHSTO	Tipo de Próctor	Humedad óptima (%)	Densidad máxima, en g/cm³	Índice C.B.R. (95%)	Índice C.B.R. (100%)
La Flora	**CC-01**	0,50	1,00	UG1	SC	A-7-6 (5)	PM	24,3	1,53	10	15
La Flora	**C-F05**	0,50	1,00	UG1	SC	A-7-6 (9)	PM	21,7	1,69	2	3
La Flora	**C-F06**	1,50	2,00	UG1	CL	A-7-6 (13)	PM	23,2	1,64	5	7
La Flora	**C-F10**	1,50	2,00	UG3	GP-GC	A-2-4 (0)	PM	7,3	2,12	16	22
Pahuil	**C-SE**	0,30	0,50	UG2a	SP	A-3 (0)	PM	3,4	1,77	11	12
Pahuil	**C-P01**	0,30	0,50	UG2a	SP	A-3 (0)	PM	4,9	1,72	9	10
Pahuil	**C-P07**	1,50	2,00	UG2a	SW	A-3 (0)	PM	3,1	1,73	7	11
Pahuil	**C-P08**	2,00	2,50	UG2a	SP	A-1-b (0)	PM	4,3	1,73	10	12

Tabla 56. Clasificación de materiales y ensayos CBR de laboratorio realizados en los Predios La Flora y Pahuil para las UG2a y UG3. PE VPV.

En la siguiente tabla se incluye un resumen de los parámetros de los materiales encontrados frente a los requerimientos del Manual de Carreteras.

REUTILIZACIÓN DE MATERIALES			Pahuil	La Flora
TERRAPLÉN	Tamaño máximo	Manual de carreteras	150 mm	150 mm
		Resultado Laboratorio	máx 5 mm	máx 25 mm
	Uniformidad	Manual de carreteras	CU>4	CU>4
			1<CC<3	1<CC<3
		Resultado Laboratorio	CU=6	CU=125
			CC=1,12	**CC=3,10**
	CBR (95%)	Manual de carreteras	CBR>10	CBR>10
		Resultado Laboratorio	**9**	16
SUBRASANTE (CORONACIÓN)	CBR (95%)	Manual de carreteras	CBR>20	CBR>20
		Resultado Laboratorio	–	–

Tabla 57. Reutilización de materiales para viales. PE VPV.

- <u>Predio Pahuil</u>

En el predio Pahuil, nos encontramos ante un nivel de tierra vegetal (UG0), de espesor promedio de 30 cm, bajo el que se identifican niveles de escasa potencia de la UG1 (máximo en torno a 1 m), seguidos de UG2a o UG3, según la zona, hasta más de 10 m de profundidad.

En el área de la subestación, el espesor de la tierra vegetal es de 40 cm, bajo el que se encuentra la UG2a hasta al menos 2,50 m de profundidad.

En función de la **clasificación AASHTO**, la UG1 se clasifica mayoritariamente como A-7 (Regular a malo); son materiales de naturaleza cohesiva y se aconseja evitar su uso, optando por otras unidades. La UG2a y UG3 se clasifican como A-1, A-2 y A-3, por lo que serían materiales excelentes a buenos para su reutilización (gravas y arenas).

Por su parte, los **valores de CBR al 95 %**, obtenidos a partir de las muestras tomadas en las calicatas, para la UG2a y UG3, son de entre 7 y 11, con un promedio de 9. Estos valores corresponden a los materiales que se obtendrían resultado de la excavación de los primeros 0,30 m - 2,50 m de profundidad.

De acuerdo con la **Clasificación de Assis,** se clasifican para su uso como subrasante como “regulares”, en el predio Pahuil.

Considerando los **criterios establecidos en el Manual de Carreteras** (Tabla 57), se obtiene la caracterización para la reutilización de materiales como terraplén y subrasante. Para este análisis se ha tenido en cuenta la información de laboratorio disponible para las UG2a y UG3, las cuales no alcanzan el valor mínimo de CBR requerido para los terraplenes.

A priori, se propone un CBR de diseño 20%, a ajustar en función de las especificaciones que se definan en el proyecto definitivo.

El valor de Ev2 (módulo de compresibilidad estático) deducido a partir de la placa de carga sobre terreno natural (material de la rasante), resulta en un valor promedio de 20 MPa en Pahuil.

Los **CBR obtenidos a partir de los ensayos de placa de carga** (CBR in situ) sobre el terreno natural, oscilan entre 1 y 8, con un promedio de 4 en ambos predios. Encontramos un registro máximo de 5 a 0 cm y de 8 a 30 cm, tanto en el predio de La Flora como en el de Pahuil. Este dato indica que, en los primeros centímetros del terreno, rango 0-30 cm, en el que se han realizado los ensayos, el material se encuentra parcialmente suelto, correlacionándose con una compacidad floja a medianamente densa, propias de la UG0, UG1 y UG2a (en el caso de los resultados más elevados).

Los valores de CBR in situ son bajos también para los CBR realizados en los caminos existentes. En el predio Pahuil, presenta un resultado comparable al registrado para el terreno natural, con un valor promedio de 10, porque lo deberá realizarse mejoras para aumentar la capacidad de soporte.

- Predio La Flora

En el predio La Flora, se identifica un espesor de tierra vegetal promedio de 30 cm, bajo el que se sitúan en algunas posiciones UG1 - UG2b hasta 3 m de profundidad, seguidos de UG2a (SF-08), hasta 8 m de profundidad, y en otras posiciones UG4b – UG4a hasta 3 m de profundidad (SF-09), seguidas de UG2a hasta 8 m de profundidad. Ocasionalmente, se identifican niveles de gravas (GP – GC) de poca entidad (UG3) en C-F10.

En función de la **clasificación AASHTO**, la UG1, UG2b y UG4b se clasifican mayoritariamente como A-6 y A-7 (Regular a malo); son materiales de naturaleza cohesiva y se aconseja evitar su uso, optando por otras unidades. Por su parte, los **valores de CBR al 95 %** realizados para este tipo de materiales son bajos (promedio 6), lo que confirma su mala calidad para su aprovechamiento.

La UG2a, UG3 y UG4a se clasifican como A-1, A-2 y A-3, por lo que serían materiales excelentes a buenos para su reutilización (gravas y arenas). Los **valores de CBR al 95 %** para la UG2a y UG3, entregan resultados de 16 en el predio La Flora. Estos valores corresponden a los materiales que se obtendrían resultado de la excavación de los primeros 0,30 m - 2,50 m de profundidad.

Considerando los **criterios establecidos en el Manual de Carreteras** (Tabla 57), se obtiene la caracterización para la reutilización de materiales como terraplén y subrasante. Para este análisis se ha tenido en cuenta la información de laboratorio disponible para las UG2a y UG3, las cuales superan ligeramente el valor de CC requeridos para los terraplenes. El valor de CBR es de 16 cumpliendo para terraplén, no siendo suficiente para subrasante.

De acuerdo con la **Clasificación de Assis,** se clasifican para su uso como subrasante como “regulares a buenos” en el predio La Flora.

Es importante considerar que para el predio de La Flora únicamente se dispone de un dato de CBR en el rango de profundidad indicado, por lo que debe complementarse este análisis con un mayor número de ensayos.

No se dispone de datos de CBR para la UG4a, que, a priori, de acuerdo con la clasificación ASSTHO, sería un buen material para su realización (se debe complementar esta información con ensayos adicionales de CBR).

Se entrega como CBR de diseño 20%, a ajustar en función de las especificaciones que se definan en el proyecto definitivo.

El valor de Ev2 (módulo de compresibilidad estático) deducido a partir de la placa de carga sobre terreno natural, resulta en un valor promedio de 18 MPa en La Flora.

Si tenemos en cuenta la **clasificación AASHTO**, los valores de CBR obtenidos son inferiores a lo esperado para materiales tipo A-1, A-2 y A-3 (UG2a – UG3), esto podría estar relacionado con el escaso contenido en finos de las muestras (que se clasifican mayoritariamente como SP), dado que el porcentaje en finos da mayor resistencia y estabilidad al suelo, lo cual disminuye la capacidad portante del terreno; y con la naturaleza redondeada de las partículas que forman estos materiales (arenas de playa), lo cual afecta negativamente al valor de CBR. Los valores de densidad compactada y nivel de saturación de estar arenas son bajos, lo cual es coherente con los resultados de CBR obtenidos.

8.5.2 Mejoramiento del terreno.

En cuanto al mejoramiento del terreno por el que se proyecta el diseño de los viales, de acuerdo con lo indicado en el Manual de Carreteras Vol. 3, el uso de geotextiles como método para la mejora de terrenos con baja capacidad portante, ha tenido buenos resultados y es ampliamente utilizado en Chile. Las investigaciones señalan que la utilización de un geotextil incrementa el valor del CBR del suelo entre 3 y 5 unidades.

Para nuestro caso de estudio, supondría la mejora del CBR en el predio Pahuil hasta alcanzar 12 – 14 %.

Para su utilización, deberá cumplirse lo indicado en el V5 del Manual de Carreteras Sección 5.204.

Existen otras metodologías enfocadas en la mejora del comportamiento de los terraplenes para los caminos, que no alteran las propiedades de cimentación del terreno, estas son la utilización de materiales livianos, plataformas de alivio, empleo de bermas laterales y frontales, entre otras descritas igualmente en el Manual de Carreteras.

En el caso del predio La Flora, el coeficiente de curvatura resulta ligeramente mayor al especificado en la norma; se recomienda realizar un proceso de mezcla del material en obra previamente al extendido, para lograr cumplir con el coeficiente de concavidad requerido de acuerdo con el Manual de carreteras. Igualmente, con la mezcla de material fino y grueso en obra se logra mejorar los resultados de los CBR.

Para nuestro caso de estudio, el implemento de geotextil supondría la mejora del CBR en el predio Flora hasta alcanzar CBR cercanos a 11-13 %, y rondando 20% en materiales de UG3.

8.6 Estabilidad de taludes

No se cuenta con la información sobre la previsión de movimientos de tierras, pero se estiman cortes o desmontes de una altura máxima de 4-5 m en desmontes y terraplenes de hasta 2-3m.

Dadas las inestabilidades observadas en la realización de las calicatas en el predio Pahuil y área de la subestación, con paredes de regular a mala estabilidad y presencia del nivel freático en superficie, situaciones que han impedido en algunas ocasiones continuar con las calicatas (C-P01, C-SE), se debe tener en cuenta su influencia durante la ejecución de las excavaciones. En el predio La Flora las paredes presentan una buena estabilidad**.**

Se recoge a continuación una descripción de los taludes de desmonte y terraplén estimados para el proyecto.

8.6.1 Desmontes

Se considera que el mayor volumen de excavación corresponderá a la que se realizará para las fundaciones de aerogeneradores, los viales y preparación de las explanadas de pavimento. La altura máxima de desmonte se ha estimado en hasta 4,5 m. Los materiales a excavar serán fundamentalmente de la UG1, UG2 y UG3; en menor medida UG4.

No se dispone de la geometría exacta de las excavaciones y como apoyo a las observaciones de terreno, se ha realizado un análisis de estabilidad mediante los ábacos de Hoek y Bray para taludes con alturas de hasta 5 m, considerando un terreno húmedo (invernales) y algo secos (estivales o bien drenados), con parámetros medios de suelo conservadores para la UG 1 de densidad saturada 1,6 t/m^3, cohesión de 2 t/m^2 y ángulo de rozamiento interno de 29°, para UG 2 (UG 2ª y UG 2b) de densidad saturada 1,7 t/m^3, cohesión 1 y 2 t/m^2 respectivamente y ángulo de rozamiento de 32° y 30º respectivamente. Para UG 3 de densidad saturada 1,8 t/m^3,

cohesión 1 t/m^2 y ángulo de rozamiento de 38° y para UG 4 (4a y 4b) (aunque no se estima que se llegue a realizar muchas excavaciones en estos materiales) de densidad saturada 1,9 t/m^3, cohesión 1 y 5 t/m^2 respectivamente, y ángulo de rozamiento de 41° y 31º respectivamente.

A partir de estos datos, usando los criterios de estabilidad de Hoek y Bray (1977) para roturas circulares, se ha calculado el factor de seguridad (F.S.). El cálculo se ha realizado para un factor de seguridad FS: 1,5.

La formulación empleada es la siguiente:

$$\text{Parámetro adimensional: } \frac{c'}{H^* \, tg\varphi' * \lambda}$$

Se calcula en primer lugar un parámetro adimensional, donde c´ es la cohesión efectiva en condiciones drenadas, H es la altura del talud, φ´ es el ángulo de rozamiento interno efectivo, y λ es la densidad del terreno. Este valor, corresponde al parámetro adimensional identificado en el círculo exterior del ábaco de Hook y nos da una recta radial en los ábacos, cuya intersección con la curva correspondiente al ángulo de talud, nos da un valor de tgφ´ / FS y de c´ / (H x λ x FS). A partir de aquí se obtiene el Factor de Seguridad.

Estos ábacos proporcionan un límite inferior del factor de seguridad obtenido, asumiendo que las tensiones normales en la superficie de deslizamiento se concentran en un único punto.

Existen diferentes ábacos en función de la presencia y profundidad del nivel freático, que pudiera originar presiones intersticiales.

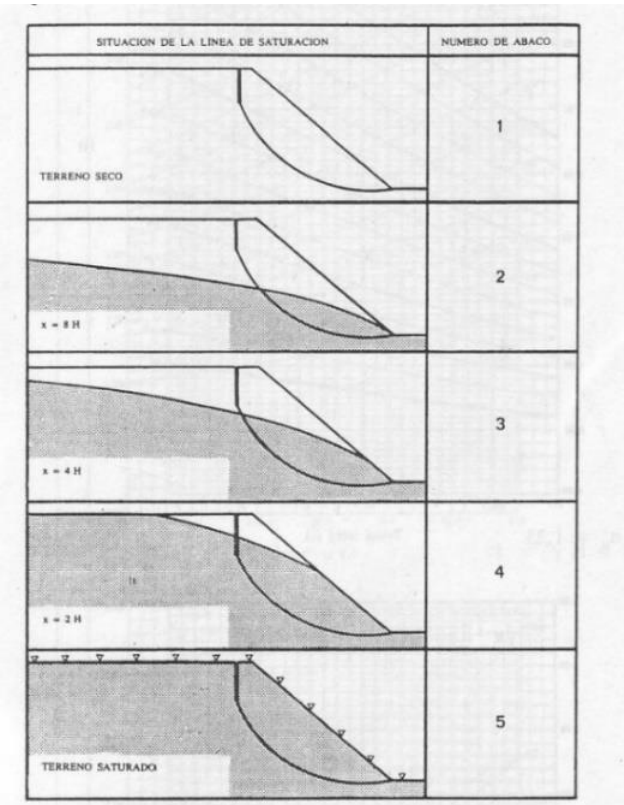


Fig. 7.79.—Distintas situaciones de la línea de saturación consideradas en los ábacos (HOEK y BRAY, 1977). Cort. de Inst. of Min. and Metal.

Figura 42. Ábaco en función de la situación de la línea de saturación.

En este caso, se ha empleado el ábaco 4, dado que el terreno se encuentra parcialmente saturado y el caso 2 donde se encuentra parcialmente seco (condiciones estivales con drenaje), para alturas de 3 y 4,5 m.

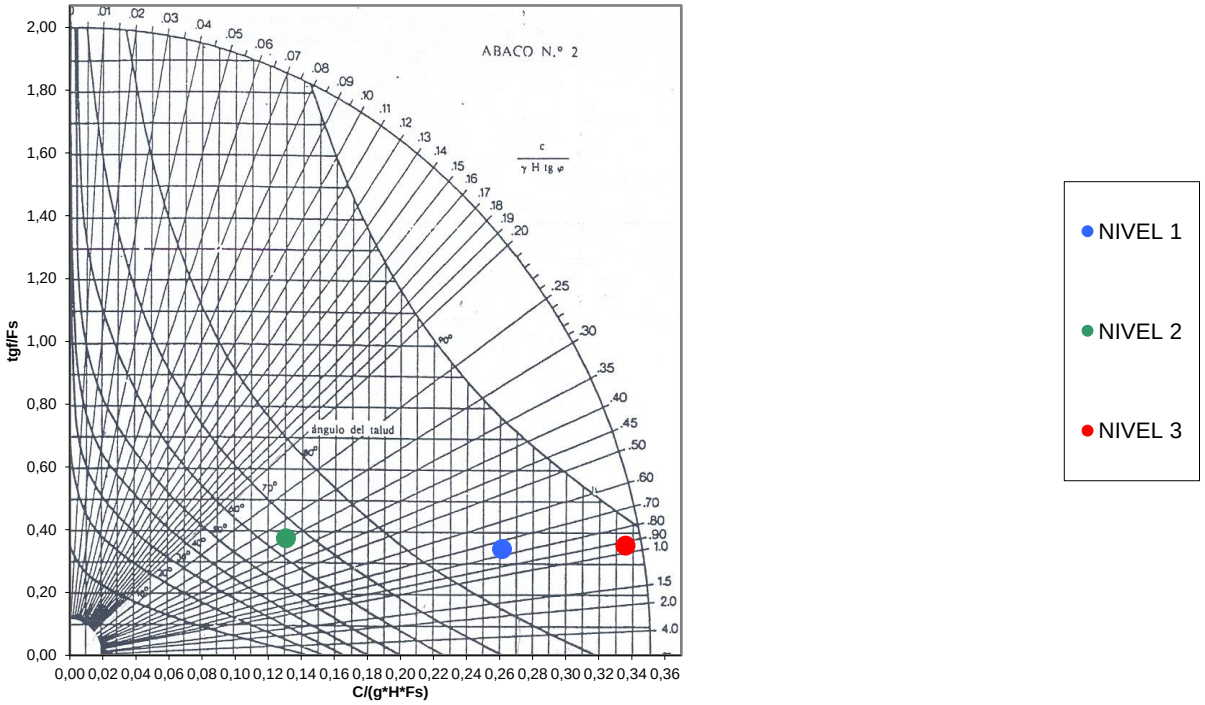


Figura 43. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul, UG2a en color verde y UG2b en color rojo.

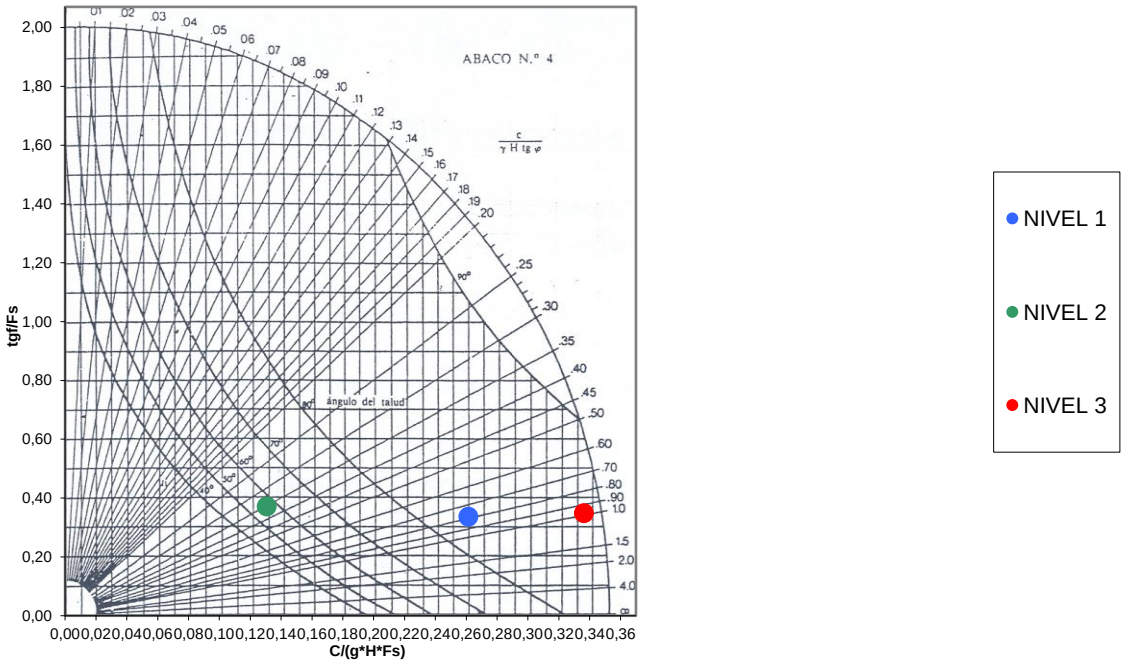


Figura 44. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo.

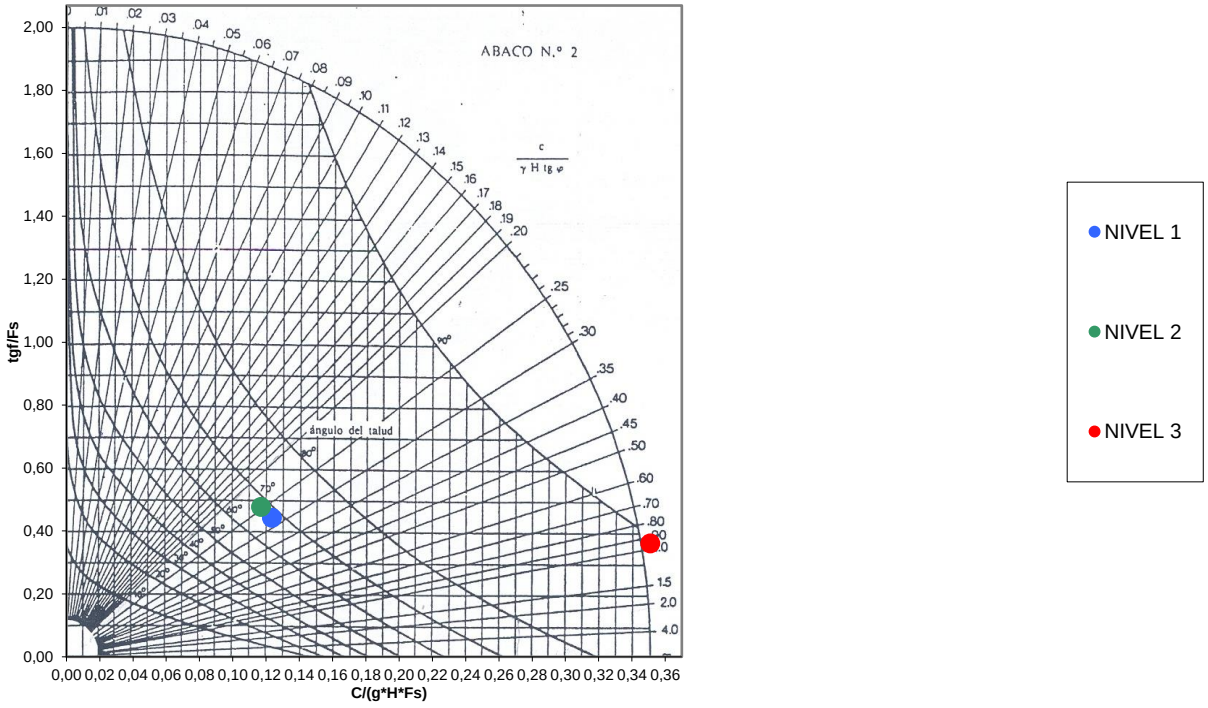


Figura 45. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul, UG4a en color verde y UG4b en color rojo.

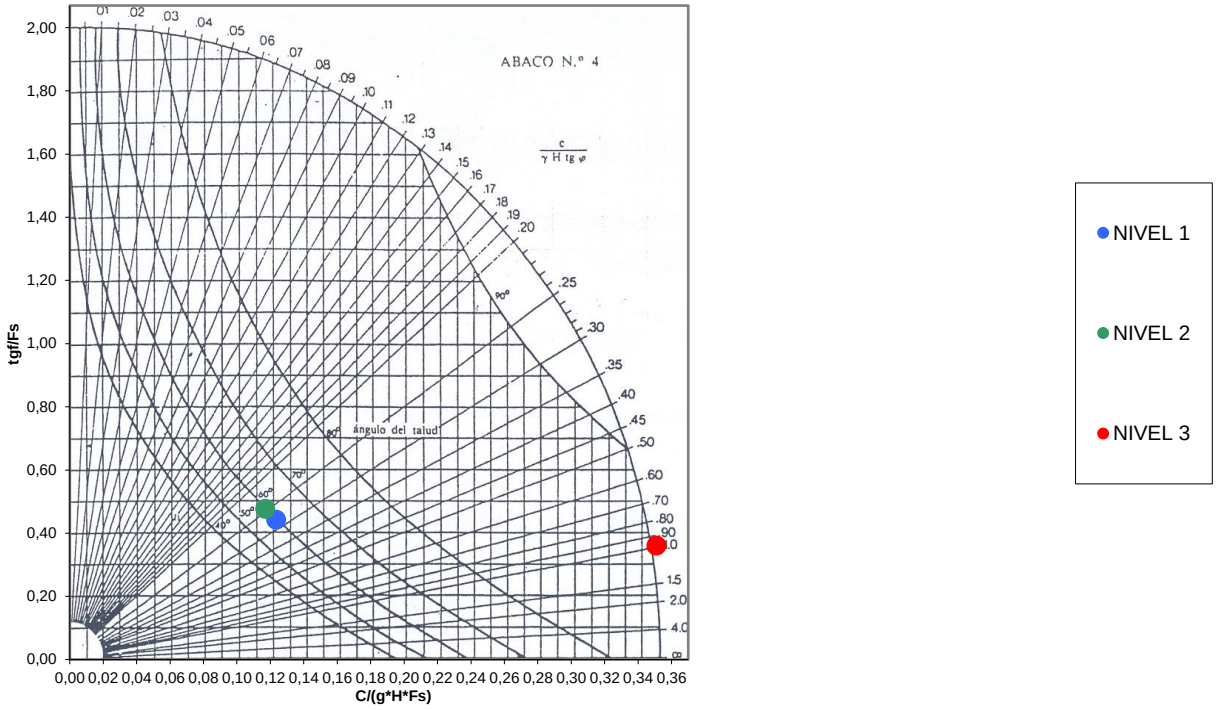


Figura 46. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 3,00 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul y UG4a en color verde y UG4b en color rojo.

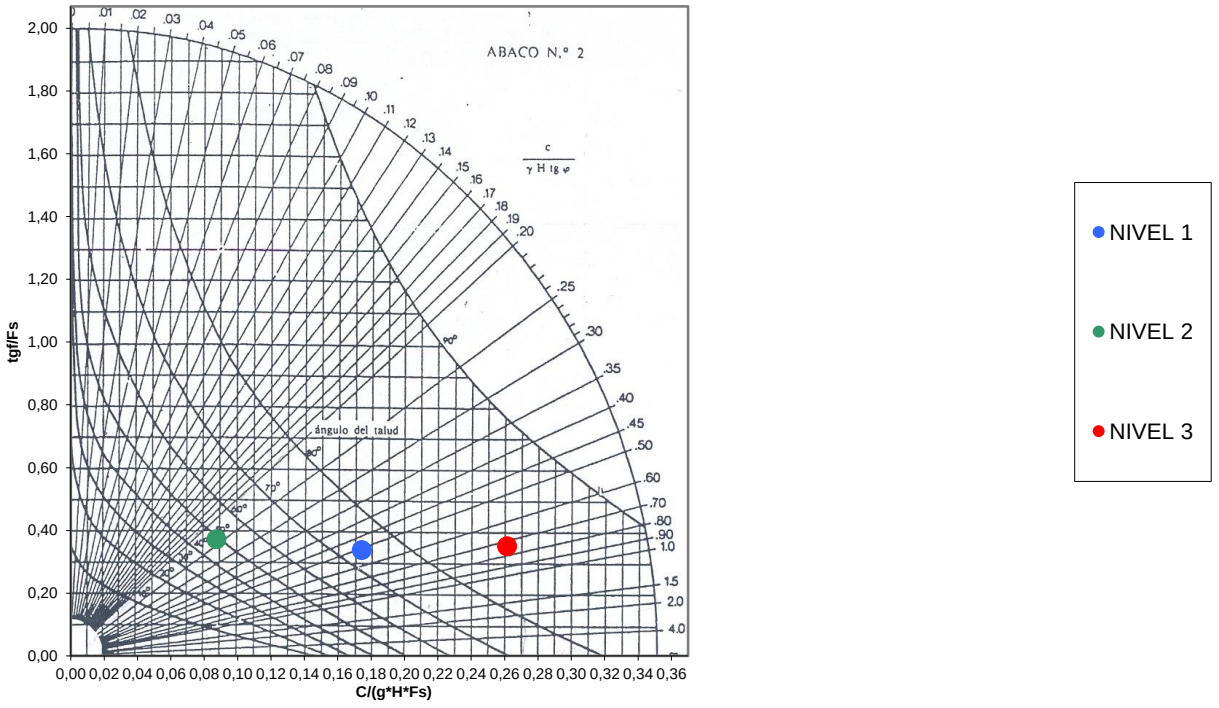


Figura 47. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul, UG2a en color verde y UG2b en color rojo.

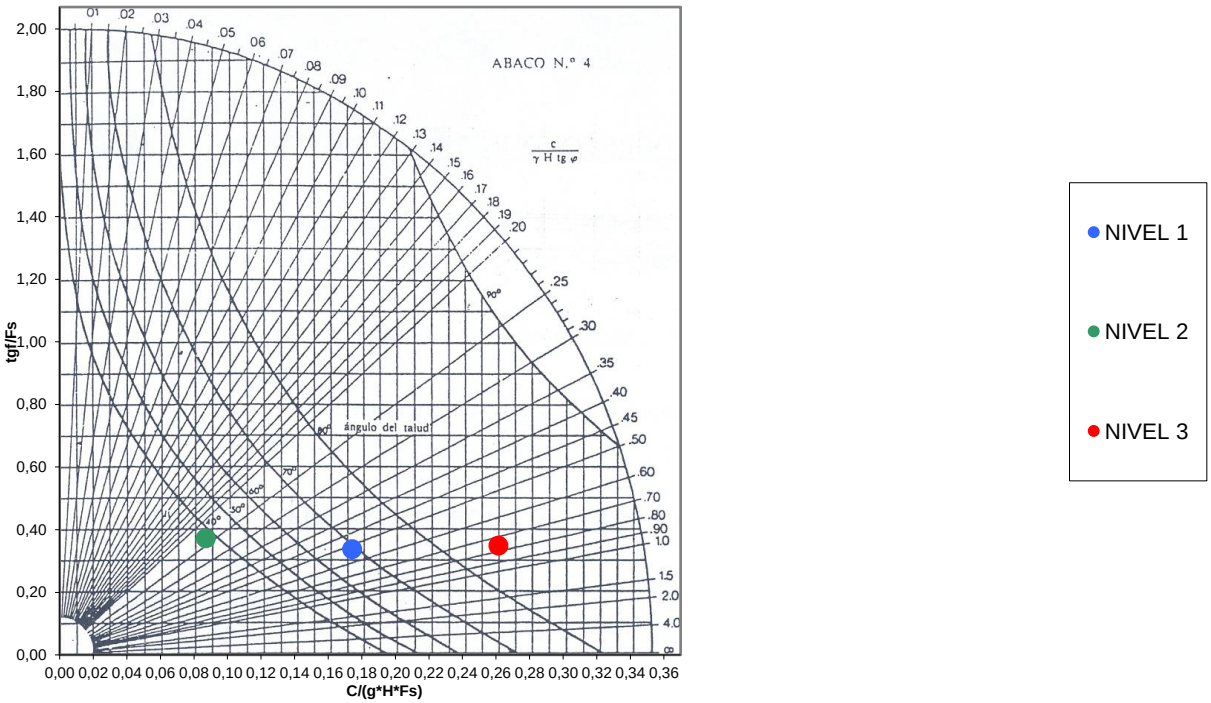


Figura 48. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo.

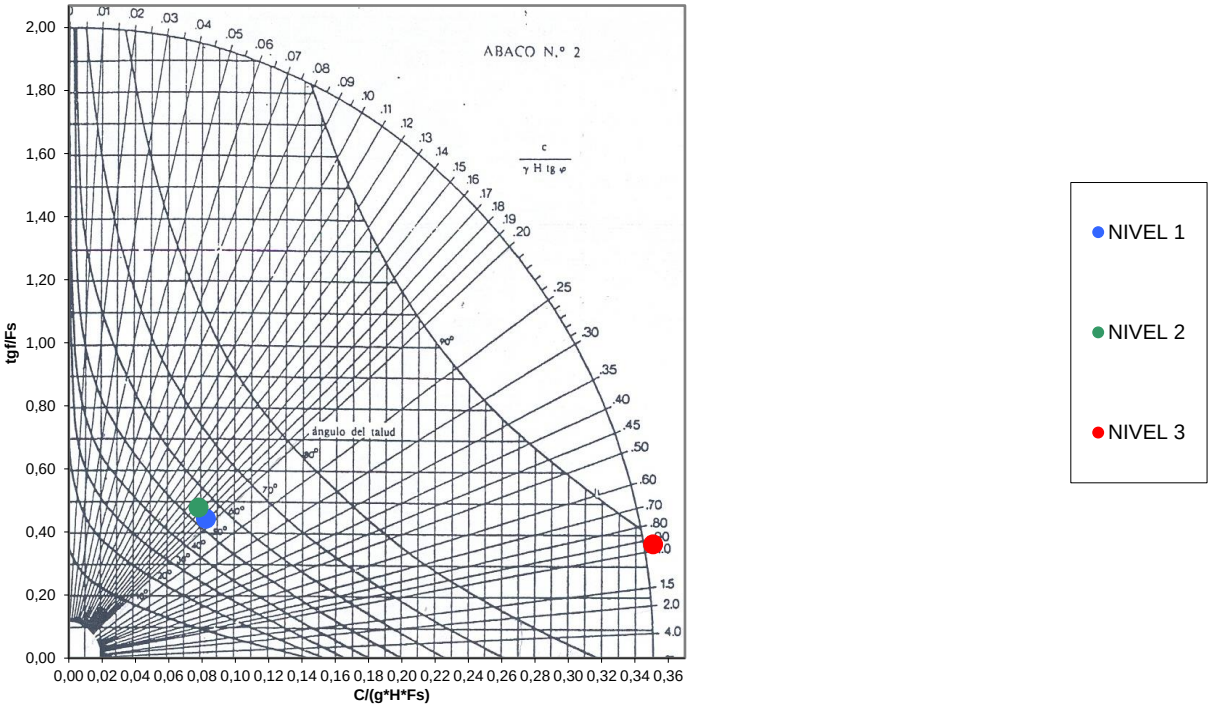


Figura 49. Ábaco número 2 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente húmedo, para una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG3 en color azul, UG4a en color verde y UG4b en color rojo.

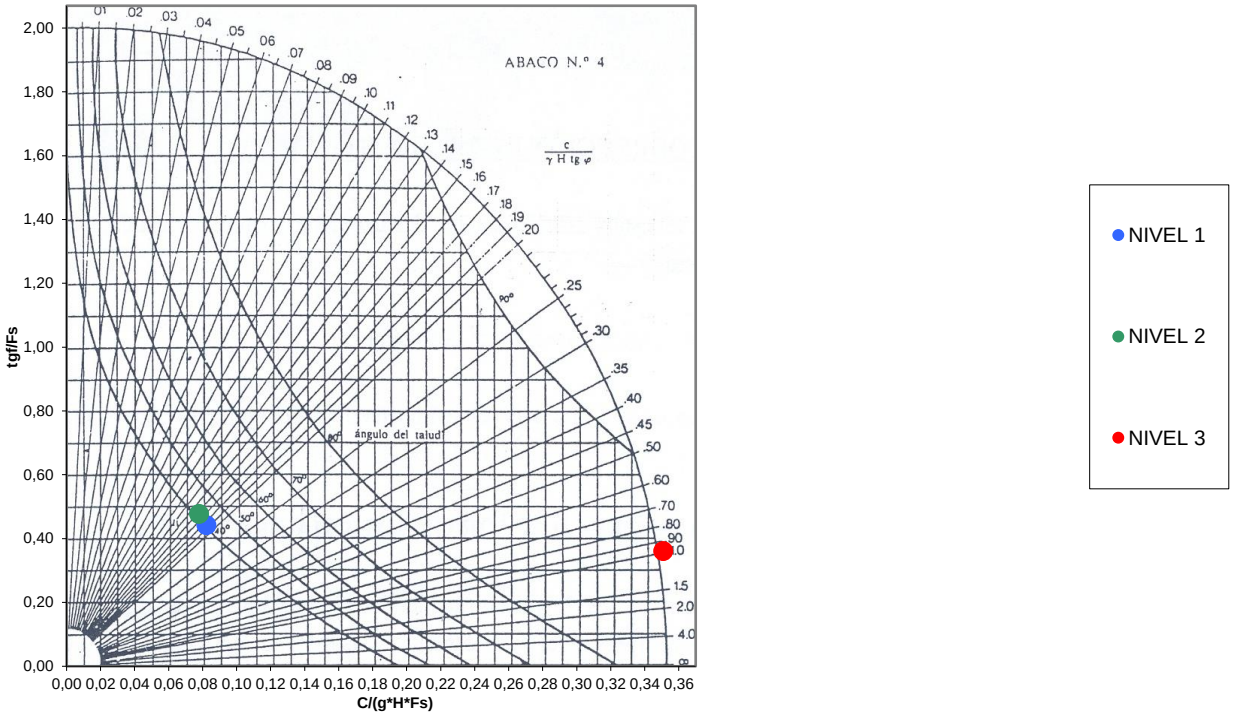


Figura 50. Ábaco número 4 de Hoek & Bray. Condición de talud parcialmente saturado, una altura de 4,50 m y un Factor de Seguridad de 1,5. UG1 en color azul y UG2a en color verde y UG2b en color rojo.

TIPO DE TALUD DE DESMONTE	PLAZO	MATERIAL	ALTURA TALUD (m)	Geometría del talud en condiciones algo húmedas (ábaco 2)	Geometría del talud en condiciones parcial saturado (ábaco 4)
Excavaciones	Permanente	UG1	3,00	1H:5V	1H:5V
			4,50	1H:3V	1H:3V-1H:2V
		UG2a	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	4H:5V	4H:3V
		UG2b	3,00	>1H:5V	>1H:5V
			4,50	1H:5V	1H:5V
		UG3	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	4H:5V	4H:3V
		UG4a	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	3H:4V	4H:3V
		UG4b	3,00	>1H:5V	>1H:5V
			4,50	1H:5V	1H:5V

Tabla 58. Resumen de resultados de análisis de estabilidad de taludes en cortes.

Se recomienda realizar estudios avanzados para desmontes permanentes donde irán emplazadas infraestructuras.

8.6.2 Terraplenes

Al igual que ocurre con los desmontes, no se dispone de información de detalle de terraplenes, aunque es previsible que en el diseño de los viales no surjan rellenos definitivos de altura importante.

Para los terraplenes se espera que sean estables para taludes al utilizar 3H/2V, y entorno a 3H:1V en botaderos. El material de relleno a considerar debe ser granular y puede tener las siguientes características geotécnicas. Como material de origen podría ser utilizado el material extraído de la UG2a, UG3 o UG4a:

Parámetros	Valores
Densidad aparente γ (t/m^3)	1,7-1,9
Cohesion, c (kp/cm^2)	0,1
ϕ (º)	32-41

Tabla 59. Características geotécnicas para los materiales de relleno de los terraplenes.

En todos los casos se deberá controlar la escorrentía por la cara del talud con la ejecución de una cuneta de coronación que capte y canalice las aguas superficiales del terreno.

Se recomienda realizar estudios avanzados para terraplenes o botaderos permanentes donde irán emplazadas infraestructuras.

8.7 Condiciones de cimentación

Las condiciones del terreno son variables en el proyecto en cuanto a la naturaleza de los materiales, principalmente granulares finos y cohesivos. Superficialmente la unidad de apoyo podrá ser la UG2 (2a o 2b) o UG 3 o UG 4 (4a o 4b).

Se desestima cimentar sobre UG1, debido a la baja compacidad (N<15)

Debido a la presencia de material granular con Nspt<30 y presencia de NF, se ha realizado una estimación del riesgo de licuefacción de los materiales.

8.7.1 Análisis de licuefacción

El análisis de la licuefacción se ha realizado según las instrucciones recogidas en el Manual de Carreteras, Volumen Nº3, Instrucciones y Criterios de Diseño de junio de 2014 editado por el MOP-DGOP (Ministerio de Obras Publicas – Dirección General de Obras Públicas) de Chile en su apartado 3.602.406(4).

El método seleccionado es el denominado método Japones. Este método es una variante del método simplificado de Seed & Idriss (1971), y se basa en la comparación entre una estimación del esfuerzo de corte inducido por el sismo en profundidad, con la resistencia a la licuefacción medida a través de una correlación entre SPT (Standard Penetration Test, según ASTM D1586) y ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. Se calcula un factor de seguridad a la licuefacción (FL) a diferentes cotas, para estimar la probabilidad de ocurrencia de la licuefacción en cada estrato.

Su aplicación requiere el registro de SPT y la granulometría de las muestras extraídas de los diferentes estratos, en lo posible, hasta una profundidad de 20 m, que se estima la máxima profundidad que puede alcanzar la licuefacción. Se requiere, además, la aceleración máxima

del suelo (a_0), que se obtiene del Numeral 3.1004.303, correspondiente a la zonificación sísmica de Chile o de registros locales.

Razón de Esfuerzo Cíclico en profundidad para el Método Japonés.

MANUAL DE CARRETERAS	MÉTODO JAPONÉS	3.602.406(4).A
VOL. Nº3		Junio 2014

A) Datos de Entrada Método Japonés:

γ_{seca}	: densidad seca promedio del suelo
ω_{nat}	: humedad natural del estrato de suelo no saturado
G	: razón de densidades partícula sólida/agua
z	: profundidad media del estrato
N (SPT)	: golpes/30cm del ensayo de SPT en terreno
Znapa	: profundidad de la napa
%B#200	: porcentaje bajo la malla #200 de cada muestra de estrato
D50	: abertura de malla correspondiente a 50% que pasa
a_0	: aceleración máxima en la superficie
M	: magnitud Richter del sismo.

B) Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.A

$\omega sat = \frac{1}{G}(1 - \gamma seca/(1000G))$ $\gamma nat = \gamma seca(1 + \omega_{nat})$	- Humedad de saturación - Peso unitario a humedad natural
$\gamma sat = \gamma seca(1 + \omega sat)$ $\gamma b = \gamma sat - 1000$	- Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante
$\gamma n = 0{,}1(M - 1)$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento
$\sigma' z = \Sigma(\gamma_i h_i - \mu_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo
$\mu_i = 1000(z - Znapa)$	- Presión de poros inicial (z ≥ Znapa)
$\sigma z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total
$\frac{\tau d}{\sigma' z} = \gamma_n (a_0/g)\frac{\sigma z}{\sigma' z}(1 - 0{,}015z)$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante
$(N1)60 = \frac{45}{60} * N\,(SPT)\sqrt{\frac{98}{9{,}8\sigma' z}}$	- Número de golpes equivalentes a 1MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento
$Na\,finos = (N1)_{60}$; *si %B#200≤ 5%*	- Na finos: Número de golpes ajustado por contenido de finos
$Na\,finos = (N1)_{60} + 3{,}8(\%B\#200 - 5)^{0{,}28}$ - *si %B#200>5%*	
$N = (N1)_{60}$ *; si D50 < 0,33 mm* $N = (N1)_{60}(0{,}8721 - 0{,}1207Ln(D50))$ *; si D50 ≥ 0,33 mm*	- N: Número de golpes ajustado por contenido de gravas y arenas
$\frac{\tau l}{\sigma' z} = 0{,}45 * 0{,}57 * (16/100\sqrt{N} + (16/80\sqrt{N})^{14})$	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente a una falla por deformación de 5%
$FL\,5\% = (\frac{\tau l}{\sigma' z})/(\frac{\tau d}{\sigma' z})$	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción para un nivel de deformación de 5%
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0{,}96})^{4{,}5}}$	- Probabilidad de licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)
$F(z) = 1 - FL$ si FL< 0,95 $F(z) = 2*10^{3}\,e^{-18{,}427\,FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2 $F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)
$W(z) = 10 - 0{,}5*z$ si 0 ≤ z ≤ 20 m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si z > 20 m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)

Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de la Tabla 3.602.406.A

MOP - DGOP - DIRECCIÓN DE VIALIDAD - CHILE

Adicionalmente al propio factor de seguridad de la licuefacción, la documentación de referencia muestra una metodología de cálculo para la determinación de:

- Probabilidad de licuefacción
- Riesgo de daños en superficie
- Severidad de los daños en superficie

La probabilidad de licuefacción se determina según la formulación propuesta por Juang (2003).

$$PL = \frac{1}{1+(\frac{FL}{0,96})^{4,5}}$$

Donde PL es la probabilidad de la licuefacción y FL es el factor de seguridad. Se interpreta que hay probabilidad de licuefacción por encima del 35%.

PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN

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

Fuente: Chen y Juang (2000)

El riesgo de daños en superficie se establece en función de los espesores afectados y su profundidad, y se determina a partir del Índice del Potencial de Licuefacción (Li) calculado según la expresión propuesta por Iwasaki 1982 y Sommez 2003.

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

donde z es la profundidad.

$F(z) = 1 - FL$ si FL< 0,95
$F(z) = 2*10^{6} e^{-18,427\ FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2
$F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2

$W(z) = 10 - 0,5*z$ si 0 ≤ z ≤ 20 m (función de peso o importancia)
$W(z) = 0$ si z > 20 m

RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Indice del Potencial de Licuefacción Li	Categoría de Riesgo del Potencial de Licuefacción	Efectos Observados en Superficie
0	Sin potencial de licuefacción (si FL > 1,2)	No hay
$0 < L_i \leq 2$	Bajo	
$2 < L_i \leq 5$	Moderado	
$5 < L_i \leq 15$	Alto	$L_i \leq 11,5$: no hay efectos en superficie
$15 < L_i$	Muy Alto	$11,5 < L_i \leq 32$: deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos. $L_i > 32$: grandes deformaciones y fallas (lateral spreading)

Fuente: Iwasaki (1982), Sonmez (2003)

La severidad de los daños en superficie se establece mediante el índice de Severidad (Ls) que pondera la probabilidad de la licuefacción de cada estrato frente a su respectiva profundidad (Sonmez y Gokceoglu 2005).

$$L_S = \int_0^{20} P_L(z) W(z) dz$$

L_s = Índice de Severidad

$P_L(z) = \frac{1}{1+(\frac{FL}{0,96})^{4,5}}$ si FL ≤ 1,411

$P_L = 0$ si FL > 1,411

$W(z) = 10-0,5*z$ si 0 ≤ z ≤ 20 m

Para los efectos de cálculo, y teniendo en cuenta que, de los finos existentes, los limos encontrados no presentan plasticidad y considerando que tienen un comportamiento más similar al de un material granular que cohesivo, donde se disponía de información del

porcentaje de arcilla se ha utilizado este porcentaje para incluirlo en el tamiz 200, en lugar de poner todo el contenido en limo y arcilla.

GHM CONSULTORES

CONDICONES DE SEGURIDAD FRENTE A LA LICUEFACCIÓN Y DAÑO EN SUPERFICIE

Manual de carreteras Volumen Nº 3 Instrucciones y criterios de diseño. MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE (Junio 2014)

DATOS ENTRADA

Level = 1
Water level depth (m) = 6
Bulk density (kN/m³) = 18
Water density (kN/m³) = 10
Borehole diameter (mm) = 96
Er = 80
Erb = 60
Camisa/Liner = NO

Densidad seca (kg/m³)= 16
Densidad sat (kg/m³)= 20
Densidad sumg (kg/m³)= 10
Wnat = 22
Wsat = 35
Peso particulas G (t/m³) 2,7

aceleracion de cálculo ao (cm/s²)= 400
g (cm/s²) = 980
Magnitud sismo M = 8
Factor ajuste sismo γn = 0,7
ao / g = 0,408

B) **Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.A**

$unat = \frac{1}{c}(1 - yseca/(1000G))$ $unat = yseca(1 + unat)$	- Humedad de saturación - Peso unitario a humedad natural
$ysat = yseca(1 + unat)$ $yb = ysat - 1000$	- Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante
$\gamma n = 0{,}1(M-1)$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento
$\sigma'z = \Sigma(\gamma_i h_i - p_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo
$p_i = 1000(z - Znapa)$	- Presión de poros inicial (z ≥ Znapa)
$\sigma z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total
$\frac{\tau ad}{\sigma'z} = \gamma n(a_o/g)\frac{\sigma z}{\sigma'z}(1 - 0{,}015z)$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante
$(N1)60 = \frac{60}{Er} * N\,(SPT)\sqrt{\frac{96}{Ldcr}}$	- Número de golpes equivalentes a 1MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento

$Na\ finos = (N1)_{60}$: si %B#200≤ 5%	- Na finos: Número de golpes ajustado por contenido de finos
$Na\ finos = (N1)_{60} + 3.8((\%B\#200 - 5)^{1.28}$: si %B#200>5% $N = (N1)_{60}$: si $D50 < 0{,}33\ mm$ $N = (N1)_{60}(0.8721 - 0{,}1207ln(D50))$; si $D50 \geq 0{,}33\ mm$	- N: Número de golpes ajustado por contenido de gravas y arenas
$\frac{\tau d}{\sigma'z} = 0{,}45 * 0{,}57 * (16/100\sqrt{N} + (16/80\sqrt{N})^{16})$	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente a una falla por deformación de 5%
$FL\ 5\% = (\frac{\tau d}{\sigma'z})/(\frac{\tau d}{\sigma'z})$	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción para un nivel de deformación de 5%
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0{,}95})^{4.5}}$	- Probabilidad de licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)
$F(z) = 1 - FL$ si FL< 0,95 $F(z) = 2^{10}\,e^{-16.427\,FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2 $F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)
$W(z) = 10 - 0{,}5'z$ si $0 \leq z \leq 20$ m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si $z > 20$ m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)

Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de la Tabla 3.602.406.A

El valor de la probabilidad calculada se interpreta según la Tabla 3.602.406(4).C. Se observa que la licuefacción de un estrato es posible a partir de una probabilidad mayor o igual que 35%

TABLA 3.602.406(4).C
PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN

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

Fuente: Chen y Juang (2000)

$$L_l = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz \qquad \text{(ec. 3.602.406(4).4)}$$

donde: L_l = Índice de Severidad

$$P_L(z) = \frac{1}{1+(\frac{FL}{0{,}95})^{4.5}} \quad \text{si FL} \leq 1{,}411$$

$$P_L = 0 \quad \text{si FL} > 1{,}411$$

$W(z) = 10\text{-}0{,}5'z$ si $0 \leq z \leq 20$ m

TABLA 3.602.406(4).E
SEVERIDAD DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Índice de Severidad L_l	Clase de Severidad
$85 \leq L_l < 100$	Muy alta
$65 \leq L_l < 85$	Alta
$35 \leq L_l < 65$	Moderada
$15 \leq L_l < 35$	Baja
$0 \leq L_l < 15$	Muy baja
$L_l = 0$	Sin potencial de licuefacción

Fuente: (Sonmez y Gokceoglu 2005)

3.602.406(4) d) Riesgo de Daños en la Superficie. Los efectos en superficie a causa de licuefacción de estratos subterráneos dependen de sus respectivos espesores y profundidades. La probabilidad de daños es más alta mientras mayores sean los espesores de los estratos con potencial de licuefacción y/o se encuentren más cercanos a la superficie. El riesgo global de producción de daños en la superficie se puede estimar mediante el Indice del Potencial de Licuefacción (L_l) dado en la ecuación 3.602.406(4).3 (Iwasaki 1982, Sonmez 2003).

$$L_l = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \qquad \text{(ec. 3.602.406(4).3)}$$

donde: L_l = Índice del Potencial de Licuefacción; z = Profundidad en m

TABLA 3.602.406(4).D
RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Indice del Potencial de Licuefacción Li	Categoria de Riesgo del Potencial de Licuefacción	Efectos Observados en Superficie
0	Sin potencial de licuefacción (si FL > 1,2)	No hay
$0 < L_l \leq 2$	Bajo	
$2 < L_l \leq 5$	Moderado	
$5 < L_l \leq 15$	Alto	$L_l \leq 11{,}5$: no hay efectos en superficie
$15 < L_l$	Muy Alto	$11{,}5 < L_l \leq 32$: deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos. $L_l > 32$: grandes deformaciones y fallas (lateral spreading)

Fuente: Iwasaki (1982), Sonmez (2003)

PARQUE VPV POSICION SF-08

Borehole	Sample Reference	Soil Type	N30' Corrected	Z (m)	%B#0,002	D50(mm)	σ'z (t/m²)	σz (t/m²)	τd / σ'z	(N1) 60	Na finos	N arena y grava	N	τl / σ'z	FL (5%)	PL(z)	Interpretación	F(z)	W(z)	h(i) (m)	Li(i)	Li(i) sumables z<20 m	Indice del potencial de licuefacción Li	Categoria de Riesgo del potencial de licuefacción	Efectos en superficie	Ls(i)	Ls(i) sumables z<20 m	Indice de severidad Ls	Clase de severidad
SF-08	SPT-01	CLAY	13	1,45	23	0,05	2,61	2,61	**0,28**	13	22	13	13	**0,154**	**0,549**	0,925	**Se espera licuefacción**	0	10	0,0	0	0				0	0		
SF-08	SPT-02	CLAY	26	2,95	23	0,05	5,31	5,31	**0,27**	26	34	26	26	**0,503**	**1,843**	0,05	**No se espera licuefacción**	0	9	1,5	0	0				1	1		
SF-08	SPT-03	SAND	28	4,45	23	0,16	8,01	8,01	**0,27**	28	37	28	28	**0,849**	**3,186**	0,005	**No se espera licuefacción**	0	8	2,0	0	0				0	0		
SF-08	SPT-04	SAND	14	5,95	23	0,16	10,71	10,71	**0,26**	14	22	14	14	**0,157**	**0,605**	0,889	**Se espera licuefacción**	0	7	3,0	9	9				19	19		
SF-08	SPT-05	SAND	27	7,45	22	0,16	12,41	13,41	**0,27**	27	35	27	27	**0,619**	**2,257**	0,021	**No se espera licuefacción**	0	7	-1,5	0	0				0	0		
SF-08	TP-1	CLAY	22	8,95	31	0,13	13,61	16,11	**0,29**	22	32	22	22	**0,31**	**1,057**	0,393	**50% probabilidad**	0	6	1,5	0	0				3	3		
SF-08	SPT-07	CLAY	62	10,95	31	0,13	15,21	19,71	**0,31**	62	72	62	62	**155,5**	**502,4**	6E-13	**No se espera licuefacción**	0	5	2,0	0	0				0	0		
SF-08	SPT-08	CLAY	49	12,95	22	0,1	16,81	23,31	**0,32**	49	58	49	49	**30,08**	**94,23**	1E-09	**No se espera licuefacción**	0	4	2,0	0	0				0	0		
SF-08	SPT-09	CLAY	40	15,45	45	0,085	18,81	27,81	**0,32**	40	51	40	40	**7,092**	**21,85**	8E-07	**No se espera licuefacción**	0	3	2,5	0	0				0	0		
SF-08	SPT-10	CLAY	80	17,95	45	0,085	20,81	32,31	**0,32**	80	90	80	80	**850,8**	**2625**	3E-16	**No se espera licuefacción**	0	1	2,5	0	0				0	0		
SF-08	SPT-11	CLAY	87	20,25	65	0,002	22,45	36,45	**0,32**	87	99	87	87	**1596**	**4942**	2E-17	**No se espera licuefacción**	0	0	2,5	0					0			
SF-08	SPT-12	CLAY	84	22,52	45	0,06	24,04	40,536	**0,32**	84	95	84	84	**1257**	**3939**	6E-17	**No se espera licuefacción**	0	0	2,5	0					0			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0	**9**	**Alto**	**No hay riesgos en superficie**	0	0	**23**	**Baja**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		

GHM CONSULTORES

CONDICONES DE SEGURIDAD FRENTE A LA LICUEFACCIÓN Y DAÑO EN SUPERFICIE

Manual de carreteras Volumen Nº 3 Instrucciones y criterios de diseño. MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE (Junio 2014)

DATOS ENTRADA

Level = 1
Water level depth (m) = 10
Bulk density (kN/m³) = 18
Water density (kN/m³) = 10
Borehole diameter (mm) = 96
Er = 80
Erb = 60
Camisa/Liner = NO

Densidad seca (kg/m³)= 15
Densidad sat (kg/m³)= 18
Densidad sumg (kg/m³)= 10
Wnat = 20
Wsat = 35
Peso particulas G (t/m³) 2,7

aceleracion de cálculo ao (cm/s²)= 400
g (cm/s²) = 980
Magnitud sismo M = 8
Factor ajuste sismo γn = 0,7
ao / g = 0,408

B) **Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.A**

$unat = \frac{1}{c}(1 - yseca/(1000G))$ $unat = yseca(1 + unat)$	- Humedad de saturación - Peso unitario a humedad natural
$ysat = yseca(1 + unat)$ $yb = ysat - 1000$	- Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante
$\gamma n = 0{,}1(M-1)$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento
$\sigma'z = \Sigma(\gamma_i h_i - p_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo
$p_i = 1000(z - Znapa)$	- Presión de poros inicial (z ≥ Znapa)
$\sigma z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total
$\frac{\tau ad}{\sigma'z} = \gamma n(a_o/g)\frac{\sigma z}{\sigma'z}(1 - 0{,}015z)$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante
$(N1)60 = \frac{60}{Er} * N\,(SPT)\sqrt{\frac{96}{Ldcr}}$	- Número de golpes equivalentes a 1MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento

$Na\ finos = (N1)_{60}$: si %B#200≤ 5%	- Na finos: Número de golpes ajustado por contenido de finos
$Na\ finos = (N1)_{60} + 3.8((\%B\#200 - 5)^{1.28}$: si %B#200>5% $N = (N1)_{60}$: si $D50 < 0{,}33\ mm$ $N = (N1)_{60}(0.8721 - 0{,}1207ln(D50))$; si $D50 \geq 0{,}33\ mm$	- N: Número de golpes ajustado por contenido de gravas y arenas
$\frac{\tau d}{\sigma'z} = 0{,}45 * 0{,}57 * (16/100\sqrt{N} + (16/80\sqrt{N})^{16})$	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente a una falla por deformación de 5%
$FL\ 5\% = (\frac{\tau d}{\sigma'z})/(\frac{\tau d}{\sigma'z})$	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción para un nivel de deformación de 5%
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0{,}95})^{4.5}}$	- Probabilidad de licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)
$F(z) = 1 - FL$ si FL< 0,95 $F(z) = 2^{10}\,e^{-16.427\,FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2 $F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)
$W(z) = 10 - 0{,}5'z$ si $0 \leq z \leq 20$ m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si $z > 20$ m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)

Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de la Tabla 3.602.406.A

El valor de la probabilidad calculada se interpreta según la Tabla 3.602.406(4).C. Se observa que la licuefacción de un estrato es posible a partir de una probabilidad mayor o igual que 35%

TABLA 3.602.406(4).C
PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN

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

Fuente: Chen y Juang (2000)

$$L_l = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz \qquad \text{(ec. 3.602.406(4).4)}$$

donde: L_l = Índice de Severidad

$$P_L(z) = \frac{1}{1+(\frac{FL}{0{,}95})^{4.5}} \quad \text{si FL} \leq 1{,}411$$

$$P_L = 0 \quad \text{si FL} > 1{,}411$$

$W(z) = 10\text{-}0{,}5'z$ si $0 \leq z \leq 20$ m

TABLA 3.602.406(4).E
SEVERIDAD DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Índice de Severidad L_l	Clase de Severidad
$85 \leq L_l < 100$	Muy alta
$65 \leq L_l < 85$	Alta
$35 \leq L_l < 65$	Moderada
$15 \leq L_l < 35$	Baja
$0 \leq L_l < 15$	Muy baja
$L_l = 0$	Sin potencial de licuefacción

Fuente: (Sonmez y Gokceoglu 2005)

3.602.406(4) d) Riesgo de Daños en la Superficie. Los efectos en superficie a causa de licuefacción de estratos subterráneos dependen de sus respectivos espesores y profundidades. La probabilidad de daños es más alta mientras mayores sean los espesores de los estratos con potencial de licuefacción y/o se encuentren más cercanos a la superficie. El riesgo global de producción de daños en la superficie se puede estimar mediante el Indice del Potencial de Licuefacción (L_l) dado en la ecuación 3.602.406(4).3 (Iwasaki 1982, Sonmez 2003).

$$L_l = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \qquad \text{(ec. 3.602.406(4).3)}$$

donde: L_l = Índice del Potencial de Licuefacción; z = Profundidad en m

TABLA 3.602.406(4).D
RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Indice del Potencial de Licuefacción Li	Categoria de Riesgo del Potencial de Licuefacción	Efectos Observados en Superficie
0	Sin potencial de licuefacción (si FL > 1,2)	No hay
$0 < L_l \leq 2$	Bajo	
$2 < L_l \leq 5$	Moderado	
$5 < L_l \leq 15$	Alto	$L_l \leq 11{,}5$: no hay efectos en superficie
$15 < L_l$	Muy Alto	$11{,}5 < L_l \leq 32$: deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos. $L_l > 32$: grandes deformaciones y fallas (lateral spreading)

Fuente: Iwasaki (1982), Sonmez (2003)

PARQUE VPV POSICION SF-09

Borehole	Sample Reference	Soil Type	N30' Corrected	Z (m)	%B#0,002	D50(mm)	σ'z (t/m²)	σz (t/m²)	τd / σ'z	(N1) 60	Na finos	N arena y grava	N	τl / σ'z	FL (5%)	PL(z)	Interpretación	F(z)	W(z)	h(i) (m)	Li(i)	Li(i) sumables z<20 m	Indice del potencial de licuefacción Li	Categoria de Riesgo del potencial de licuefacción	Efectos en superficie	Ls(i)	Ls(i) sumables z<20 m	Indice de severidad Ls	Clase de severidad
SF-09	SPT-01	CLAY	86	1,45	19	0,16	2,61	2,61	**0,28**	86	94	86	86	**1486**	**5317**	0	**No se espera licuefacción**	0	10	0,0	0	0				0	0		
SF-09	SPT-02	SAND	62	2,95	19	0,16	5,31	5,31	**0,27**	62	70	62	62	**144,6**	**529,4**	0	**No se espera licuefacción**	0	9	1,5	0	0				0	0		
SF-09	SPT-03	SAND	22	4,45	14	0,2	8,01	8,01	**0,27**	22	29	22	22	**0,292**	**1,097**	0,35	**50% probabilidad**	0	8	3,0	0	0				9	9		
SF-09	SPT-04	SAND	20	5,95	14	0,35	10,71	10,71	**0,26**	20	27	20	20	**0,246**	**0,946**	0,52	**50% probabilidad**	0	7	3,0	1	1				11	11		
SF-09	SPT-05	SAND	20	7,45	14	0,35	13,41	13,41	**0,25**	20	27	20	20	**0,246**	**0,968**	0,49	**50% probabilidad**	0	7	-1,5	0	0				-5	-5		
SF-09	TP-2	SAND	99	8,72	16	0,2	15,7	15,696	**0,25**	99	106	99	99	**3900**	**15704**	0	**No se espera licuefacción**	0	6	1,5	0	0				0	0		
SF-09	SPT-07	SAND	96	10,64	16	0,2	18,65	19,152	**0,25**	96	103	96	96	**3053**	**12383**	0	**No se espera licuefacción**	0	5	2,0	0	0				0	0		
SF-09	SPT-08	SAND	93	12,08	26	0,14	19,74	21,744	**0,26**	93	102	93	93	**2502**	**9711**	0	**No se espera licuefacción**	0	4	1,5	0	0				0	0		
SF-09	SPT-09	SAND	89	14,12	26	0,14	21,42	25,416	**0,27**	89	98	89	89	**1882**	**7044**	0	**No se espera licuefacción**	0	3	2,0	0	0				0	0		
SF-09	SPT-10	CLAY	86	16,22	40	0,12	23,2	29,196	**0,27**	86	96	86	86	**1424**	**5232**	0	**No se espera licuefacción**	0	2	2,0	0	0				0	0		
SF-09	SPT-11	ROCK	83	18,01	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
SF-09	SPT-12	ROCK	76	24,01	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0	**1**	**Sin potencial de licuefacción**	**No hay**	0	0	**15**	**Muy baja**
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0,0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**	0	0	0	0	0				0	0		

GHM CONSULTORES

CONDICONES DE SEGURIDAD FRENTE A LA LICUEFACCIÓN Y DAÑO EN SUPERFICIE

Manual de carreteras Volumen Nº 3 Instrucciones y criterios de diseño. MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE (Junio 2014)

DATOS ENTRADA

Level = 1
Water level depth (m) = 5
Bulk density (kN/m³) = 18
Water density (kN/m³) = 10
Borehole diameter (mm) = 96
Er = 80
Erb = 60
Camisa/Liner = NO

Densidad seca (kg/m³)= 16
Densidad sat (kg/m³)= 20
Densidad sumg (kg/m³)= 10
Wnat = 28
Wsat = 35
Peso particulas G (t/m³) 2,7

aceleracion de cálculo ao (cm/s²)= 400
g (cm/s²) = 980
Magnitud sismo M = 8
Factor ajuste sismo γn = 0,7
ao / g = 0,408

B) **Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.A**

$wsat = \frac{\gamma s}{\gamma w}(1 - ysecu/(1000cj))$ $ysat = ysecu(1 + wsat)$ $yb = ysat - 1000$	- Humedad de saturación - Peso unitario a humedad natural - Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante
$rn = 0,1(M - 1)$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento
$\sigma'z = \Sigma(\gamma_i h_i - p_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo
$p_i = 1000(z - Znapa)$	- Presión de poros inicial (z ≥ Znapa)
$\sigma z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total
$\frac{\sigma z}{\sigma'z} = r_u(a_o/g)\frac{\sigma z}{\sigma'z}(1 - 0,015z)$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante
$(N1)60 = \frac{60}{60} * N\,(SPT)\,\sqrt{\frac{98}{\sigma'z}}$	- Número de golpes equivalentes a 1MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento

$Na\ finos = (N1)_{60}$; si %B#200≤ 5%	- Na finos: Número de golpes ajustado por contenido de finos
$Na\ finos = (N1)_{60} + 3.8(\%B\#200 - 5)^{0.28}$; si %B#200>5% $N = (N1)_{60}$; si D50 < 0,33 mm $N = (N1)_{60}(0,0721 - 0,1207Ln(D50))$; si D50 ≥ 0,33 mm	- N: Número de golpes ajustado por contenido de gravas y arenas
$\frac{\sigma l}{\sigma'z} = 0,45 * 0,57 * (14/180\sqrt{N} + (16/80\sqrt{N})^{14})$	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente a una falla por deformación de 5%
$FL\,5\% = (\frac{\sigma l}{\sigma'z})/(\frac{\sigma z}{\sigma'z})$	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción para un nivel de deformación de 5%
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0,95})^{4,5}}$	- Probabilidad de licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)
$F(z) = 1 - PL$ si FL< 0,95 $F(z) = 2*10^{9} e^{-18,42\,FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2 $F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)
$W(z) = 10 - 0,5*z$ si 0 ≤ z ≤ 20 m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si z > 20 m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)

Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de la Tabla 3.602.406.A

El valor de la probabilidad calculada se interpreta según la Tabla 3.602.406(4).C. Se observa que la licuefacción de un estrato es posible a partir de una probabilidad mayor o igual que 35%.

TABLA 3.602.406(4).C
PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN

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

Fuente: Chen y Juang (2000)

$$L_q = \int_0^{20} P_L(z) W(z) dz \quad \text{(ec. 3.602.406(4).a)}$$

donde:
L_q = Índice de Severidad

$$P_L(z) = \frac{1}{1+(\frac{FL}{0,95})^{4,5}} \quad \text{si FL} \le 1,411$$

$$P_L = 0 \quad \text{si FL} > 1,411$$

$$W(z) = 10 - 0,5*z \quad \text{si } 0 \le z \le 20 \text{ m}$$

TABLA 3.602.406(4).E
SEVERIDAD DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Indice de Severidad L_q	Clase de Severidad
85 ≤ L_q < 100	Muy alta
65 ≤ L_q < 85	Alta
35 ≤ L_q < 65	Moderada
15 ≤ L_q < 35	Baja
0 ≤ L_q < 15	Muy baja
L_q = 0	Sin potencial de licuefacción

Fuente: (Sonmez y Gokceoglu 2005)

3.602.406(4) d) Riesgo de Daños en la Superficie. Los efectos en superficie a causa de licuefacción de estratos subterráneos dependen de sus respectivos espesores y profundidades. La probabilidad de daños es más alta mientras mayores sean los espesores de los estratos con potencial de licuefacción y/o se encuentren más cercanos a la superficie. El riesgo global de producción de daños en la superficie se puede estimar mediante el Indice del Potencial de Licuefacción (L_i) dado en la ecuación 3.602.406(4).3 (Iwasaki 1982, Sonmez 2003).

$$L_i = \int_0^{20} F(z) W(z) dz \quad \text{(ec. 3.602.406(4).3)}$$

donde:
L_i = Índice del Potencial de Licuefacción
z = Profundidad en m

TABLA 3.602.406(4).D
RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE

Indice del Potencial de Licuefacción LI	Categoria de Riesgo del Potencial de Licuefacción	Efectos Observados en Superficie
0	Sin potencial de licuefacción (si FL > 1,2)	No hay
0 < L_i ≤ 2	Bajo	
2 < L_i ≤ 5	Moderado	
5 < L_i ≤ 15	Alto	L_i ≤ 11,5 : no hay efectos en superficie
15 < L_i	Muy Alto	11,5 < L_i ≤ 32: deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos. L_i > 32: grandes deformaciones y fallas (lateral spreading)

Fuente: Iwasaki (1982), Sonmez (2003)

PARQUE VPV POSICION SP-02

													PROBABILIDAD DE LICUEFACCION		POTENCIAL DE LICUEFACCION					RIESGO DE DAÑOS EN SUPERFICIE		SEVERIDAD DE LOS DAÑOS			
Borehole	Sample Reference	Soil Type	N30' Corrected	Z (m)	%B#0,002	D50(mm)	σ'z (t/m²)	σz (t/m²)	rd / σ'z	(N1)60	Na finos	N arena y grava	N	rl / σ'z	FL (5%)	PL(z)	Interpretación	F(z)	W(z)	h(i) (m)	Li(i)	Li(i) sumables z<20 m	Indice del potencial de licuefacción Li	Categoria de Riesgo del potencial de licuefacción	Efectos en superficie	Ls(i)	Ls(i) sumables z<20 m	Indice de severidad Ls	Clase de severidad
SP-02	SPT-01	SAND	13	1,45	8	0,25	2,61	2,61	**0,28**	13	18	13	13	**0,154**	**0,5494**	0,925	**Se espera licuefacción**	0	10	0,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-02	SAND	46	2,95	8	0,25	5,31	5,31	**0,27**	46	51	46	46	**17,66**	**64,68**	6E-09	**No se espera licuefacción**	0	9	1,5	0	0				0	0		
SP-02	*SPT-03*	SAND	56	4,45	3	0,4	8,01	8,01	**0,27**	56	56	55	56	**70,76**	**265,39**	1E-11	**No se espera licuefacción**	0	8	3,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-04	SAND	43	5,95	4	0,65	10,21	10,7	**0,27**	43	43	40	43	**11,34**	**41,527**	4E-08	**No se espera licuefacción**	0	7	3,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-05	SAND	41	7,45	4	0,65	11,41	13,4	**0,3**	41	41	38	41	**7,922**	**26,56**	3E-07	**No se espera licuefacción**	0	7	-1,5	0	0				0	0		
SP-02	SPT-06	SAND	36	9,45	2	0,65	13,01	17	**0,32**	36	36	33	36	**3,451**	**10,765**	2E-05	**No se espera licuefacción**	0	6	2,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-07	SAND	31	11,45	2	0,65	14,61	20,6	**0,33**	31	31	29	31	**1,468**	**4,3965**	0,001	**No se espera licuefacción**	0	5	2,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-08	CLAY	103	13,37	42	0,06	16,07	24,1	**0,34**	103	113	103	103	**5147**	**15044**	1E-19	**No se espera licuefacción**	0	4	2,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-09	CLAY	97	16,25	46	0,08	18,25	29,3	**0,35**	97	107	97	97	**3295**	**9514,7**	1E-18	**No se espera licuefacción**	0	2	3,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-10	CLAY	68	19,45	46	0,08	21,01	35	**0,34**	68	79	68	68	**295,1**	**875,07**	5E-14	**No se espera licuefacción**	0	1	3,0	0	0				0	0		
SP-02	SPT-11	CLAY	87	22,04	46	0,08	22,67	39,7	**0,33**	87	97	87	87	**1542**	**4607,9**	3E-17	**No se espera licuefacción**	0	0	3,0	0					0			
0	0	0	0	0	0	0	0	**0**	0	0	0	0	**0**	**0**	0	**0**		0	0,0	0	0					0	0

Los resultados obtenidos reflejan que, de los 4 sondajes, hay una licuefacción más clara, con necesidad de tratamiento hasta 9 m, en uno de ellos (SF-08). En otros dos sondajes, SF-09 y SP-09, hay niveles licuables o con un 50% de probabilidad, pero el grado de daños es bajo están y confinados por estratos más compactos.

SF-09. El posible estrato sería desde 4 a 8 m, si bien los SPTs que dan RdL están entre 20-22 golpeos. Según Isihara, no presenta licuefacción, y presenta una severidad o manifestación baja.

SP-09: El estrato con SF>1 frente a licuefacción va desde 5 a 18 m (con unos SPTs medianamente densos 13-23). Debido a la compacidad de los niveles superiores, presenta potencial de licuación nulo, y manifestación baja, aunque con índice moderado.

Por otro lado, teniendo en cuenta los perfiles MASW y considerando las limitaciones del método, por ser un ensayo indirecto y la correlación de Vs con los spts no se ajusta completamente en profundidad para niveles más blandos/duros, según los resultados, podría deducirse cierta posibilidad de susceptibilidad a la licuefacción en otras posiciones cercanas a las estudiada, como similitud de comportamiento de las curvas sísmicas entre SF-09 y SF-04.

En estudios avanzados se podrá determinar con mayor exactitud el potencial de licuefacción en cada posición de aerogenerador.

8.7.2 Cimentaciones elementos del parque

Los soportes se consideran sobre material granular medianamente denso, de manera preliminar, es decir sobre UG2, UG3, UG4. La UG1 se desaconseja como apoyo para la realización de fundaciones de ningún elemento resistente. Dado su escaso espesor (<1,5 m) se recomienda que estos materiales sean retirados a botadero.

Respecto a la rigidez rotacional, con los ensayos realizados se espera un valor de G_0 mínimo de 25 MPa (UG2a), pasando a un valor máximo de G_0 69 MPa para la UG4a.

A continuación, se recoge una propuesta de los cálculos para las cimentaciones de los aerogeneradores sin conocer las condiciones ni parámetros de las turbinas consideradas.

Se realiza, por tanto, una estimación para condiciones a largo plazo dada la naturaleza granular ampliamente predominante.

Se ha detectado un posible riesgo de licuefacción en algunas zonas del parque. En las posiciones que exista riesgo de licuefacción se recomienda realizar un estudio detallado y valorar la necesidad de realizar las fundaciones mediante columnas de grava o similar.

8.7.2.1 Cimentación aerogenerador

Se ha realizado una comprobación estimada para un apoyo tipo de 20 m de diámetro. La profundidad de apoyo se ha tomado 3 metros de profundidad desde la superficie.

En el caso de cimentaciones superficiales en terrenos granulares y cohesivos, como es el caso del presente estudio, la carga admisible se calcula, mediante las expresiones de Brinch-Hansen a largo plazo.

$$Qh = c \times Nc \times Sc \times dc \times ic + q \times Nq \times Sq \times dq \times iq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S\gamma \times d\gamma \times i\gamma$$

Presión vertical de hundimiento.

q = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.

c = Cohesión de cálculo.

γ = Peso específico del terreno.

B* = Anchura equivalente del cimiento.

Nq, Nc, Nγ = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno, carga y densidad.

dq, iq, sq, = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ, indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Los parámetros (c, $\varnothing$) que han de usarse en los cálculos deben representar la resistencia del terreno ubicado hasta una profundidad (medida desde el plano de apoyo de la cimentación), del orden de vez y media el ancho de cimentación.

Con estas profundidades se considera que los aerogeneradores, apoyarán indistintamente sobre UG2a, UG2b, UG3 o UG4a con predominancia de las dos primeras unidades. Tomando un factor de seguridad de 3 y un ancho de zapata de 20 m se obtiene una carga admisible para la situación de largo plazo de:

- UG-2a: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 91,08 t/m^2.
- UG-2b: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 102 t/m^2.
- UG-3: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 240,29 t/m^2.
- UG-4a: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 415 t/m^2.

CAPACIDAD DE SOPORTE POR BRICH HANSEN GENERAL FORMULA LARGA

$$Qh = c \times Nc \times Sc \times dc \times ic + q \times Nq \times Sq \times dq \times iq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S\gamma \times d\gamma \times i\gamma$$

DATOS DE TERRENO DE FUNDACION	
Cohesión (t/m^2)	1,0
Angulo rozamiento (º)	32
Densidad (gr/cm^3)	1,7

Datos cimentación	
Ancho (m)	20
Largo (m)	20
Profundidad fundación	3

Fuerzas externas	
Carga vertical (t)	0
Carga horizontal (t)	0
Momento de soporte (t.m)	0

Carga excentrica	
Ancho equivalente (m)	20
Excentricidad	0

Nc	35,49
Nq	23,18
Ng	20,79

Coeficiente de forma	
Sc	1,65
Sq	1,62
Sg	0,60

Coeficiente de profundidad	
dc	1,04
dq	1,04
dg	1,00

Coeficiente inclinación	
ic	1,00
iq	1,00
ig	1,00

Terreno sobre sello de fundación:

Capa	Espesor	Densidad (t/m^3)	Sobrecarga q (t/m^2)
Capa 1	0	1,7	0
Capa 2			0
Capa 3			0
Capa 4			0
		q Total	0

Capacidad de soporte máximo Qult =	*273,23 t/m^2*
Factor Seguridad F=3	3
Capacidad de soporte tolerable Qall =	*91,08 t/m^2*

CAPACIDAD DE SOPORTE POR BRICH HANSEN GENERAL FORMULA LARGA

$$Qh = c \times Nc \times Sc \times dc \times ic + q \times Nq \times Sq \times dq \times iq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S\gamma \times d\gamma \times i\gamma$$

DATOS DE TERRENO DE FUNDACION	
Cohesión (t/m^2)	3,0
Angulo rozamiento (º)	30
Densidad (gr/cm^3)	1,7

Datos cimentación	
Ancho (m)	20
Largo (m)	20
Profundidad fundación	3

Fuerzas externas	
Carga vertical (t)	0
Carga horizontal (t)	0
Momento de soporte (t.m)	0

Carga excentrica	
Ancho equivalente (m)	20
Excentricidad	0

Nc	30,14
Nq	18,40
Ng	15,07

Coeficiente de forma	
Sc	1,61
Sq	1,58
Sg	0,60

Coeficiente de profundidad	
dc	1,05
dq	1,04
dg	1,00

Coeficiente inclinación	
ic	1,00
iq	1,00
ig	1,00

Terreno sobre sello de fundación:

Capa	Espesor	Densidad (t/m^3)	Sobrecarga q (t/m^2)
Capa 1	0	1,7	0
Capa 2			0
Capa 3			0
Capa 4			0
		q Total	0

Capacidad de soporte máximo Qult =	*306,00 t/m^2*
Factor Seguridad F=3	3
Capacidad de soporte tolerable Qall =	*102,00 t/m^2*

CAPACIDAD DE SOPORTE POR BRICH HANSEN GENERAL FORMULA LARGA

$$Qh = c \times Nc \times Sc \times dc \times ic + q \times Nq \times Sq \times dq \times iq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S\gamma \times d\gamma \times i\gamma$$

DATOS DE TERRENO DE FUNDACION	
Cohesión (t/m^2)	1,0
Angulo rozamiento (º)	38
Densidad (gr/cm^3)	1,8

Datos cimentación	
Ancho (m)	20
Largo (m)	20
Profundidad fundación	3

Fuerzas externas	
Carga vertical (t)	0
Carga horizontal (t)	0
Momento de soporte (t.m)	0

Carga excentrica	
Ancho equivalente (m)	20
Excentricidad	0

Nc	61,35
Nq	48,93
Ng	56,17

Coeficiente de forma	
Sc	1,80
Sq	1,78
Sg	0,60

Coeficiente de profundidad	
dc	1,04
dq	1,03
dg	1,00

Coeficiente inclinación	
ic	1,00
iq	1,00
ig	1,00

Terreno sobre sello de fundación:

Capa	Espesor	Densidad (t/m^3)	Sobrecarga q (t/m^2)
Capa 1	0	1,7	0
Capa 2			0
Capa 3			0
Capa 4			0
		q Total	0

Capacidad de soporte máximo Qult =	*720,87 t/m^2*
Factor Seguridad F=3	3
Capacidad de soporte tolerable Qall =	*240,29 t/m^2*

CAPACIDAD DE SOPORTE POR BRICH HANSEN GENERAL FORMULA LARGA

$$Qh = c \times Nc \times Sc \times dc \times ic + q \times Nq \times Sq \times dq \times iq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S\gamma \times d\gamma \times i\gamma$$

DATOS DE TERRENO DE FUNDACION	
Cohesión (t/m^2)	1,0
Angulo rozamiento (º)	41
Densidad (gr/cm^3)	1,9

Datos cimentación	
Ancho (m)	20
Largo (m)	20
Profundidad fundación	3

Fuerzas externas	
Carga vertical (t)	0
Carga horizontal (t)	0
Momento de soporte (t.m)	0

Carga excentrica	
Ancho equivalente (m)	20
Excentricidad	0

Nc	83,86
Nq	73,90
Ng	95,05

Coeficiente de forma	
Sc	1,88
Sq	1,87
Sg	0,60

Coeficiente de profundidad	
dc	1,03
dq	1,03
dg	1,00

Coeficiente inclinación	
ic	1,00
iq	1,00
ig	1,00

Terreno sobre sello de fundación:

Capa	Espesor	Densidad (t/m^3)	Sobrecarga q (t/m^2)
Capa 1	0	1,7	0
Capa 2			0
Capa 3			0
Capa 4			0
		q Total	0

Capacidad de soporte máximo Qult =	*1246,29 t/m^2*
Factor Seguridad F=3	3
Capacidad de soporte tolerable Qall =	*415,43 t/m^2*

Tabla 60. Cálculo de carga admisible para UG-2a, UG-2b, UG-3 y UG-4a, a largo plazo.

Para UG2b (de carácter cohesivo) se ha calculado la carga admisible para la situación de corto plazo de:

- UG-2b: $Q_{adm\ corto\ plazo}$ = 22 t/m^2.

CAPACIDAD DE SOPORTE POR BRICH HANSEN GENERAL FORMULA CORTA

$$Qh = 5{,}14 \times Sc \times dc \times ic \times Cu + 1{,}00 \times Sq \times dq \times iq \times q$$

DATOS DE TERRENO DE FUNDACION	
Corte directo no drenado	10,7
Densidad (gr/cm^3)	1,7

Datos cimentación	
Ancho (m)	20
Largo (m)	20
Profundidad fundación	3

Fuerzas externas	
Carga vertical (t)	0
Carga horizontal (t)	0
Momento de soporte (t.m)	0

Carga excentrica	
Ancho equivalente (m)	20
Excentricidad	0

Nc	5,14
Nq	1,00

Coeficiente de forma	
Sc	1,20
Sq	1,00

Coeficiente de profundidad	
dc	1,00
dq	1,00

Coeficiente inclinación	
ic	1,00
iq	1,00

Terreno sobre sello de fundación:

Capa	Espesor	Densidad (t/m^3)	Sobrecarga q (t/m^2)
Capa 1			0
Capa 2			0
Capa 3			
Capa 4			0
		q Total	0

Capacidad de soporte máximo Qult =	***66,00 t/m^2***
Factor Seguridad F=3	**3**
Capacidad de soporte tolerable Qall =	***22,00 t/m^2***

Tabla 61. Cálculo de carga admisible para UG-2b a corto plazo.

8.7.2.2 Cimentación subestación y línea de transmisión

En el momento de realizar el presente informe, se conoce la ubicación preliminar de la subestación (predio Pahuil) y no se han realizado estudio en la línea.

De acuerdo con las diferentes litologías presentes en las zonas de estudio, se ha procedido a reagruparlas, de acuerdo con su consistencia y características geotécnicas. Para ello, se ha tenido en cuenta el origen de los materiales y la naturaleza de estos, para relacionarlo con los tipos de suelo de acuerdo con la clasificación de Transelec (ETG A-0.10 Transelec en Chile).

Suelo tipo 1	Roca sana, moderadamente agrietada
Suelo tipo 2	Roca sana agrietada, roca parcialmente descompuesta firme, gravas o arenas densas cementadas. Nivel estático 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 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 de la napa de agua bajo nivel inferior de la fundación
Suelo tipo 5	Suelo tipo 2 con nivel estático 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 de la napa de agua a cota de sello de fundación o sobre ella.
Suelo tipo 7	Arenas arcillosas o limosas o arcillas de consistencia media a blanda, nivel estático de la napa de agua a cota de sello de fundación o sobre ella.

Tabla 62. Clasificación de los tipos de suelo por Transelec.

Los materiales de la UG2a y UG2b donde se prevé que se puedan producir los apoyos de subestación (SET), se considera que serían suelos tipo 4. Los parámetros se han obtenido de los de las correlaciones realizadas por Transelec.

Para la línea (LMT) se prevén fundaciones sobre distintos tipos de materiales desde suelos 3-4 hasta suelos 6-7, de manera preliminar.

Tipo de suelo	Froma de Trabajo	Cohesión	Ángulo de Fricción	Ángulo 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	º	º	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
1	Anclaje			30	2	2,3	2,3	2,4	200	150
2	C y F	6	35	40	2	2	2,3	2,4	60	50
3	F	0	35	30	2	2	2,3	2,4	40	30
4	F	0	30	30	1,6	2	2,3	2,4	20	15
4	C	7	0	30	1,6	2	2,3	2,4	20	15
5	F	0	35	40	1	2	1,3	2,4	30	25
5	C	4	30	40	1	2	1,3	2,4	30	25
6	F	0	30	30	1	2	1,3	2,4	15	
6	C	5	0	30	1	2	1,3	2,4	15	
7	C	2,5	0	20	1	1,6	1,3	2,4	5	

Tabla 63. Parámetros geotécnicos adoptados para suelos de Transelec. En rojo subestación (SET), en verde LMT.

8.8 Agresividad

Para establecer el grado de agresividad del medio para el empleo de hormigones, se han tenido en cuenta las recomendaciones recogidas en la norma NCh 170 en cuanto a las recomendaciones para hormigonado en ambientes agresivos, así como la clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y agua propuesta por la **EHE y el CTE.**

Tabla 5 – Grados de exposición por sulfatos

Grado		Contenido máximo SO_4	
		Soluble en el suelo % en peso	Disuelto en agua ppm
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	$0,10 \leq SO_4 < 0,20$	$150 \leq SO_4 < 1\,500$ Agua de mar
S2	Severa	$0,20 \leq SO_4 \leq 2,00$	$1\,500 \leq SO_4 \leq 10\,000$
S3	Muy severa	$SO_4 > 2,00$	$SO_4 > 10\,000$

Figura 51. Requerimientos para hormigón expuesto a soluciones que contienen sulfatos. Extraído de Norma NCh 170:2016, Tabla 5.

De acuerdo con las muestras ensayadas en este estudio, se ha determinado de manera preliminar que los suelos presentes en área del proyecto se caracterizan como "**No agresivo", S0 de acuerdo con la Norma "NCh 170 Hormigón. Requisitos generales"**, y como **ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

Adicionalmente la agresividad del agua al hormigón de acuerdo con NCh170 se ha analizado mediante una muestra en el sondaje SF-08 con un resultado de sulfatos de 55 mg/l (55 ppm), es decir <150ppm, y por tanto clasificable como S0, "No agresivo".

Clasificación de la Agresividad Química

Tipo medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO2 Agresivo mg CO^2/l	15 - 40	40 - 100	> 100
	Ión Amónico mg NH+/l	15 - 30	30 - 60	> 600
	Ión Magnesio mg mg^{2+}/l	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
	Ión Sulfato SO^{2-}/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
	Residuo seco mg/l	75 - 150	50 - 75	< 50
Suelo	Grado acidez Baumann-Gully	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato $SO4^{2-}$/kg suelo seco	2.000 - 3.000	3.000 - 12.000	> 12.000

Figura 52. Tabla D.22 del CTE y la EHE.

8.9 Riesgos geológico - geotécnicos

El estudio de riesgo geológico realizado en el proyecto parque eólico Vientos Pacífico Verde ha consistido en la investigación de terreno (sondajes y cartografía geológica), revisión de imágenes satelitales y revisión bibliográfica.

De la revisión anterior se han deducido los siguientes riesgos geológicos fundamentales que puedan afectar a las instalaciones:

- Riesgo por licuefacción:

A partir de los datos obtenidos del terreno, existe un potencial riesgo de licuefacción en algunas de las áreas del parque. Se recomienda realizar un estudio detallado de cada posición para establecer el riesgo real y medidas de corrección tales como columnas de grava para la ejecución de las cimentaciones.

- Riesgo de inundación-erosión fluvial:

  El área donde se ubicarán los aerogeneradores se caracteriza por ser una zona con dunas y colinas con llanuras y elevaciones decimétricas, estando ubicadas en zonas altas o bajas. Por ello, algunas posiciones se localizan en torno de una llanura de inundación de topografía suave asociada los ríos Reloca y Pinotalca junto a sus canales asociados. Los cauces de estos ríos y canales son de pequeña entidad, y pueden inundarse por desbordamiento durante períodos de lluvias continuas en invierno y eventos estivales, dejando zonas encharcadas. En cuanto a las ubicaciones con potencial de inundación,

estas son las que se ubican a cotas más bajas, y cercanas a redes de drenaje, como lo es la ubicación de F10. Las zonas más altas están exentas de este peligro.

El hecho de que el área de Pahuil se encuentre destinado a plantaciones forestales, cubierta de vegetación, podrá ayudar a los principales efectos de erosión. En cuanto al área de La Flora, su topografía también prevendrá la erosión, a excepción de la posición del aerogenerador F10, el cual se ubica en la llanura de inundación de un canal asociado al río Pinotalca, y a una cota inferior al río.



Figura 53. Mapa con situación de los sondajes en relación a los principales cauces de inundación.

Para un mayor detalle sobre este tipo de riesgo se recomienda realizar un estudio completo de inundabilidad.

- Riesgo tsunami:

La provincia de Cauquenes ha sido afectada por maremotos en los años 1570, 1575, 1657, 1730, 1751, 1835, 1837, 1928, 1949, 1952, 1960, 1985 (Urrutia y Lanza, 1993), y 2010.

Según Vargas et al. 2011, las mayores alturas de olas del tsunami de 2010 fueron registradas en la Región del Maule, llegando a alturas de hasta 14 m; específicamente, la mayor altura fue medida en la localidad de Loanco. Además, para diferentes localidades de la provincia de Cauquenes, la altura de ola medida se encuentra entre 9 y 14 m.

El tsunami derivado del terremoto del 2010 se encuentra bien documentado, y según el Estudio Fundado de Riesgos Naturales para el Plan Regulador intercomunal de Cauquenes del SEREMI MINVU. 2018, se puede considerar como un elemento importante para la definición de las zonas que pueden ser afectadas por un tsunami.

En cuanto a las condiciones morfológicas, las zonas más bajas presentan condiciones para que el agua alcance alturas mayores, ingresando más agua por zonas planas que por zonas escarpadas, y con mayor probabilidad en las zonas donde se encuentran desembocaduras de ríos.

Los criterios definidos por el Estudio fundado de Riesgos para el plan regulador intercomunal de Cauquenes realizado por SEREMI MINVU, el 2018, para inundaciones provocadas por maremotos son los siguientes:

- **Susceptibilidad de maremoto muy alta**: zonas que se encuentran a una altura de hasta 10 m s. n. m.
- **Susceptibilidad de maremoto alta**: corresponde a las zonas inundadas por el maremoto del 27 de Febrero de 2010 en los sectores en que se cuenta con registro. Para las zonas sin registro descrito en mapas o documentos, corresponde a la zona ubicada a una altura entre 10 y 15 m s. n. m.
- **Susceptibilidad de maremoto moderada**: zona que se encuentra a una altura entre 15 y 25 metros con respecto al nivel del mar.

Dada la topografía y las cotas del proyecto (8-45 m), se estima que el riesgo de tsunami sea asimilable a diferentes zonas de susceptibilidad, desde muy alta a moderadamente alta y baja. Siendo las posiciones de los aerogeneradores F10, P12 y P13 las más susceptibles.

- <u>Riesgo sísmico</u>:

Un estudio sobre el potencial de riesgo sísmico se encuentra detallado en el apartado 7.

- <u>Riesgo de avance de dunas</u>:

Al noroeste de la Provincia de Cauquenes, se extiende un campo de dunas por alrededor de 25 Km, el cual recibe el nombre de “dunas de Chanco”, abarcando territorio desde el pueblo de Pelluhue hasta el Cabo de Carranza, y componiéndose por un conjunto de dunas transversales compactas y móviles, que forman cordones orientados en dirección NW-SE, los cuales alcanzan alturas promedio de decenas de metros (Paskoff & Manríquez, 2004).

El medio climático de la zona es favorable para la ocurrencia de procesos eólicos en la costa, ya que los vientos predominantes soplan desde el sur-suroeste, por lo general con fuertes velocidades y, además, los meses secos sin precipitaciones favorecen la acción eólica (Paskoff & Manríquez, 2004). Las dunas de Chanco comenzaron a moverse a partir de la década de 1830, ocurriendo varios episodios documentados de enterramiento de viviendas en la localidad del mismo nombre.

A fines del siglo XIX se desarrolló en Chanco un plan de control de dunas mediante vegetación, que resultó exitoso, debido a que detuvo su avance. Además, la forestación de finales del siglo XX, destinada a la producción maderera, ha complementado la protección del avance de las dunas. Gracias a esto, en la actualidad este peligro se encuentra controlado en la mayor parte de la costa de la provincia.

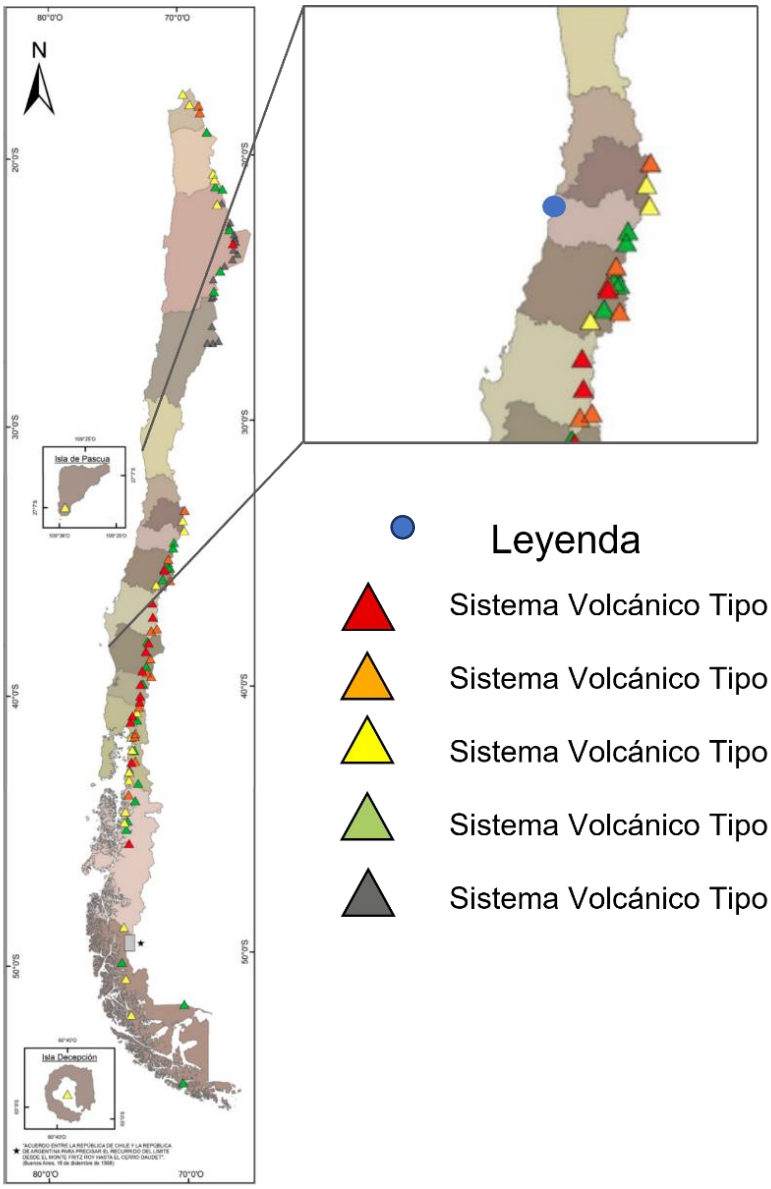
En base a esto la zonificación generada por el SEREMI MINVU, el 2018, a escalas de 1:50.000 y 1:25.000 corresponde a:

- **Zona de susceptibilidad de avance de dunas alta**: Corresponde a las dunas del río Rahue que a escala 1:50.000 consiste en parte de la unidad de depósitos litorales del Pleistoceno-Holoceno y a escala 1:25.000 de eólicos.
- **Zona de susceptibilidad de avance de dunas moderada**: Corresponde todo le resto de las unidades, que a escala 1:50.000 consiste en parte de la unidad de depósitos litorales del Pleistoceno-Holoceno y a escala 1:25.000 a depósitos eólicos.

Dada la ubicación de la zona de estudio, se estima que el riesgo de avance de dunas sea asimilable la zona de susceptibilidad moderada, Siendo los aerogeneradores afectados los que se ubican en forestal Pahuil.

- Riesgo volcánico:

Chile es un país volcánico de norte a sur, separándose actualmente en tres tramos de actividad volcánica.



Tipo	Descripción
I	Sistemas volcánicos con nivel **muy alto** de riesgo específico.
	Sistemas volcánicos con actividad eruptiva reciente sobre IEV 4.
II	Sistemas volcánicos con nivel **alto** de riesgo específico.
	Sistemas volcánicos con actividad anómala reciente.
III	Sistemas volcánicos con nivel **intermedio** de riesgo específico.
	Sistemas volcánicos con nivel bajo de riesgo específico, pero con nivel de peligrosidad o exposición sobre el valor promedio total.
IV	Sistemas volcánicos con nivel **bajo** de riesgo específico.
V	Sistemas volcánicos con nivel **muy bajo** de riesgo específico.
	Sin evidencia comprobada de actividad holocena o escasos antecedentes, pero con morfología volcánica fresca.
	Sin actividad holocena, pero con manifestaciones geotermales extendidas.

Figura 54. Riesgo de los volcanes activos de Chile, círculo azul representa la zona de estudio. Modificado de Ranking de Riesgo específico de volcanes activos de Chile (SERNAGEOMIN, 2019).

El proyecto se ubica en la Zona Volcánica Sur (ZVS), (33°-46°S), (Stern et al. 2007): va desde la latitud de Santiago hasta el Golfo de Penas y está compuesta por 53 volcanes activos. La actividad volcánica en Chile entre los 33°S y 46°S (ZVS) ha sido continua y muy activa (una erupción por año en promedio) durante la época post-glaciales (últimos 15.000 años). El frente volcánico del Holoceno, cuyo eje se encuentra a unos 280 km al Este de la Fosa Chile-Perú, tiene un ancho promedio de 40 km, a pesar de que es de casi 80 km de ancho alrededor de la latitud 39°S. La actividad volcánica se expresa con numerosos estratovolcanes compuestos, cúpulas y cientos de centros eruptivos menores consistentes en conos de escoria; se suman flujos de lava y lagos volcánicos. Los lahares, caída de cenizas y flujos de lava han sido los principales riesgos volcánicos dentro de los tiempos históricos, aunque los flujos y oleadas piroclásticas junto con los residuos voluminosos de avalancha también se han producido durante el Pleistoceno tardío y Holoceno (Moreno y Gibbons, 2007).

En Chile solo existe registro histórico de una erupción de índice de explosividad volcánica (IEV) mayor que 4. Por otra parte, las erupciones con IEV 4 o menor suelen tener efectos hasta una distancia de 150 km. Por otro lado, los volcanes ubicados dentro de un radio de 200 Km son: Tinguiririca (220 Km), Complejo Volcánico Planchón-Peteroa (170 Km), Descabezado Grande (145 Km), Complejo Volcánico Cerro Azul-Quizapu (140 Km), Complejo volcánico Tatara-San Pedro (130 Km), Complejo volcánico Laguna del Maule (150 Km), Nevados de Longaví (100 Km) y Complejo Volcánico Nevados de Chillán (120 Km). Los volcanes Nevados de Longaví y complejo volcánico Laguna del Maule no tienen registros históricos de erupciones.

En caso de que alguno de los volcanes nombrados anteriormente iniciara un evento eruptivo, el área de estudio no estaría expuesta a peligros volcánicos como flujos de lava, flujos piroclásticos, oleadas piroclásticas ni lahares. Además, los mapas de peligro volcánico publicados por SERNAGEOMIN modelan posibles escenarios de erupciones, indicando que la dispersión de cenizas sería hacia el Este o Noreste, en cualquier época del año. Por lo tanto, no se ha asignado susceptibilidad a peligros volcánicos a la zona.

8.9.1 Resumen de peligros y riesgos.

En la siguiente tabla se resumen los riesgos y peligros observados en la zona de estudio y sus inmediaciones:

Riesgo geológico	Nivel de peligro	Nivel de riesgo
Riesgo Licuefacción	Medio-alto	Alto
Riesgo volcánico	Muy bajo-bajo	Muy bajo-bajo
Riesgo tsunami	Bajo- Moderadamente alto	Medio
Riesgo de inundación	Bajo a medio	Bajo a medio
Riesgo sísmico	Medio (*)	Medio (*)
Riesgo de avance de dunas	Medio	Bajo-medio

Tabla 64. Tabla resumen de riesgos geológicos en la zona de estudio. (*) El riesgo sísmico se analiza en el apartado correspondiente del informe.

9 CONCLUSIONES

Los trabajos realizados han consistido en la investigación de 11 posiciones de turbina de entre 23 proyectadas en parque cubriendo todas las áreas. En 4 posiciones se han realizado solamente sondajes de 25 m cada uno y perfiles sísmicos MASW de 30 m de profundidad (SF-08, SF-09, en Flora, y SP-02, SP-09 en Pahuil) mientras que en otras posiciones se han realizado perfiles en SF-04, y calicatas en SP-01, SP-08, SP-07 (Pahuil), y SF-05, SF-06 y SF-10 (Flora).

Los materiales encontrados en el subsuelo corresponden mayoritariamente de suelo sedimentario, granular friccional sin plasticidad: arenas y gravas matriz-soportadas (arena y finos) con cantidades variables de limos y arcillas, y cohesivo: limo y arcillas de baja-media plasticidad, así como roca metamórfica foliada de meteorización variable.

Durante la realización de los sondajes **se ha observado la presencia de nivel freático en varias las posiciones en torno 4-10 m, y debido a la elevada pluviometría, podrá variar los niveles de agua** con las estaciones.

La campaña se ha realizado en saliendo de la temporada invernal, el nivel freático variará en distintas épocas del año, pudiendo llegar a las cotas de 1-4 m, incluso las cotas de cimentación.

Sondajes / calicata	PVC instalado (m)	NF 27-08-2022 (m)	NF 7/8-09-2022 (m)	NF 13-09-2022 (m)	NF 21-09-2022 (m)	Observaciones	Predio
S-01 (SP-02)	25	-	-	-4,9	-4,7	Piezómetro	Pahuil
S-02 (SP-09)	-	-	-	-	-	Sin NF	
C-P01	-	-	-0,55?	-	-	-	
S-03 (SF-08)	25	-	-	-5,8	-5,9	Piezómetro	La Flora
S-04 (SF-09)	-	-10?	-	-	-	-	
C-F10	-	-	-1,15	-	-	-	

En futuras campañas se verificarán niveles en las distintas posiciones de aerogeneradores en los sondeos.

Se recomienda llevar un seguimiento del control del nivel freático en los puntos con tubería piezométrica.

9.1 Unidades Geotécnicas

Se han definido 5 unidades geotécnicas con subunidades geotécnicas (a y b), separando así distintas características físico-químicas del terreno.

Unidad Geotécnica	Subunidad	Material	Descripción
UG0	-	TV	Arena limosa de contenido variable en arcillas y restos de raíces. Consistencia Floja.
UG1	UG1	CL-SC (SM-SW)	Arcilla con arena o arena arcillosa. Consistencia moderadamente firme.
UG2	UG2a	SW-SP-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia medianamente densa.
	UG2b	SC-CL	Arcilla arenosa / arena arcillosa. Plasticidad baja. Consistencia firme
UG3	UG3	SW-SM (SP-GP-GC)	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia densa.
UG4	UG4a	SW-SM	Arenas con pocos finos y arenas limosas. Resistencia muy densa.
	UG4b	SC-CH	Arcillas orgánicas-arcilla arenosa. Plasticidad media a alta. Consistencia duro.
UG5	-	Roca	Sustrato rocoso constituido por rocas metamórfica con grado de meteorización IV – III.

Para cada unidad geotécnica se han estimado los siguientes parámetros geotécnicos de manera preliminar:

PARÁMETROS DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	SUELO NATURAL							
	UG0 (Tv)	UG1	UG2		UG3	UG4		UG5
			UG2a	UG2b		UG4a	UG4b	
Profundidad (m)	0	0,3	0,3	1,5	2,5	2,5	1	16
Espesor máximo estimado (m)	0,6	1,3	18	8	10	>30	22	>30
N_{spt}	7	13	21	26	38	>50	>50	–
USCS	SM	SC-CL (SW-SM)	SM-SW-SP	SC-CL	SM-SW-(SP-SC-GP-GC)	SM-SW	SC-CH-(CL)	Roca (IV - II)
Densidad, $\gamma_{natural}$ (kN/m^3)	1,6	1,6	1,7	1,7	1,8	1,9	1,9	2,2
IP	–	23	NP	15	2	NP	37	–
Velocidad de onda Vs (m/s)	150	150	225	200	300	450	400	800
Cohesión, c (t/m^2)	–	2	1	3	1	1	5	20
Ángulo de rozamiento interno, Ø (°)	–	29	32	30	38	41	31	45
Compresión simle qu (Mpa)	–	0,10	–	0,35	–	–	1	20
Resistencia al corte Su (Mpa)	–	0,05	–	0,16	–	–	0,2	10
Coeficiente de Poisson, υ	–	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k30 (kp/cm3)	–	3,6	5	5,5	14	20	10	1000
Módulo de elasticidad. Es estático (MPa)	–	8	25	22	40	60	50	500
Módulo de corte Gs estático (MPa)	–	3,1	9,6	8,5	15,4	23,1	19,2	192,3
Módulo de elasticidad. E_0(MPa)	–	24	75	66	120	180	150	1500
Módulo de corte dinámico. G_0(MPa)	–	9,2	28,8	25,4	46,2	69,2	57,7	576,9

9.2 Excavabilidad y aprovechamiento de materiales

La zona de estudio presenta materiales cuaternarios medianamente densos / firmes hasta 4 m de profundidad aproximadamente, en base al reconocimiento del terreno realizado (calicatas, sondajes y MASW) con una Vp promedio en torno a 285-808 m/s, de modo que los materiales afectados por el movimiento de tierras, durante la construcción de viales y cimentaciones, serán excavables con medios mecánicos convencionales (UG1, UG2 y UG3) y ripables (UG4).

De acuerdo con la distribución de las UG definidas, el movimiento de tierras corresponderá principalmente a UG2a y UG4 en el predio Pahuil, y a las UG2a y UG3 en el predio La Flora, lo anterior en función de las investigaciones realizadas en las posiciones de los aerogeneradores y para una profundidad de excavación entorno a los 4,00 m.

Para el producto de excavación de los primeros 0,30 m – 2,50 m, el CBR al 100% para las UG2a y UG3, unidades fundamentalmente arenosas, es de 13, con una densidad máxima determinada a través de Proctor Modificado (PM) de 1,72 gr/cm^3 a 2,12 gr/cm^3 (promedio 1,81 gr/cm^3).

En función de la clasificación AASHTO, la UG1, UG2b y UG4b se clasifican mayoritariamente como A-6 y A-7 (Regular a malo), por lo que aconseja evitar su uso, y optar por otras unidades. Estos materiales tienen mayor presencia en el predio La Flora, como se indica en el párrafo anterior.

La UG2a, UG3 y UG4a se clasifican como A-1, A-3 y A-2, por lo que serían materiales excelentes a buenos para su reutilización (gravas y arenas limoarcillosas), a priori aunque los CBR de laboratorio determinan una capacidad de reutilización “regular” (CBR medio de 9 con los datos disponibles). UG2a y UG3 se encuentra presente en ambos predios, mientras que UG4a predomina en La Flora, como se describe en el apartado anterior.

Tanto en La Flora como en Pahuil, el CBR promedio del terreno natural o rasante obtenido a partir de los ensayos de placas de carga dinámica es de 4, que son valores bajos, por lo que será de utilidad el implemento de geoextil para elevar la capacidad portante.

En nuestro caso de estudio, por tanto, el uso de geotextiles como método para la mejora de la capacidad portante del terreno supondría la mejora del CBR en el predio La Flora con valores entre 11 – 13 % y de 12 – 14 % en el caso del predio Pahuil.

Se recomienda un CBR de diseño de 20 para los viales a verificar finalmente en etapas de investigaciones e ingeniería de acuerdo con los requerimientos finales del proyecto.

9.3 Agresividad

De acuerdo con las muestras ensayadas en este estudio, se ha determinado de manera preliminar que los suelos presentes en área del proyecto se caracterizan como “**No agresivo”, S0 de acuerdo con la Norma “NCh 170 Hormigón. Requisitos generales”**, tanto para suelo como para agua, y como **ataque débil (Qa)** al hormigón o inferior, de acuerdo con los parámetros establecidos en la **EHE y el CTE**.

9.4 Licuefaccion, condiciones de cimentación

Se ha determinado **un riesgo de licuefacción para una de las posiciones concretamente en la posición SF-08,** y una posible licuefacción, pero sin llegar a generar problemas en superficie (debido a la elevada profundidad de los estratos licuables) en las posiciones SF-09 y SP-09. Se considera que esta misma situación de **licuefacción podrá darse en otras posiciones investigadas mediante MASW**, debido a la similitud en los perfiles, concretamente en la posición **SF-04 (similar a SF-09)** y previsiblemente podrá encontrarse en otras posiciones de aerogeneradores que no se han estudiado todavía.

Respecto a la rigidez rotacional, con los ensayos realizados se espera un valor de G_0 mínimo de 25 MPa (UG2a), pasando a un valor máximo de G_0 69 MPa para la UG4a.

Se ha estimado que las unidades geotécnicas UG2, UG3, UG4cumplen de manera preliminar como unidad para las cimentaciones respecto a la capacidad portante del terreno, con una capacidad admisible calculada (para una zapata de 20 m de diámetro y un factor de seguridad de 3) de:

Carga admisible para la situación de largo plazo de:

- UG-2a: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 91,08 t/m^2.
- UG-2b: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 102 t/m^2.
- UG-3: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 240,29 t/m^2.
- UG-4a: $Q_{adm\ largo\ plazo}$ = 415 t/m^2.

Carga admisible para la situación de corto plazo de:

- UG-2b: $Q_{adm\ corto\ plazo}$ = 22 t/m^2.

9.5 Sismicidad

En relación a las aplicaciones y tipo de suelo sísmico, la Vs30 en los 6 perfiles son mayores a 300 m/s y de acuerdo a los golpeos, en su conjunto el suelo se define como (B)-C o D (DS 61), y una **categoría de ocupación IV.**

De acuerdo con la Norma chilena NCh 2369:2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, el sustrato del proyecto corresponde a suelos tipo III, de acuerdo con las características del suelo estudiado con la profundidad del nivel freático, correspondiente a una y una **categoría C1.**, y de manera preliminar.

De acuerdo con la NCh 433 de 2012, y a la vista del sustrato encontrado (litología), el estudio geofísico y la resistencia observada en la ejecución de los sondajes, el suelo del área estudiada corresponde a un suelo tipo III mayoritariamente y tipo II en la posición F-09.

El valor de aceleración efectiva, $\mathbf{A_0}$, corresponde a **0,40g**, de acuerdo con la zona sísmica 3. La duración del sismo se estima en el orden de los 90 segundos.

De acuerdo la NCh 433, en base al sustrato estudiado y a los valores de V_S, se determina que los suelos predominantemente son de tipo (B) C-D de acuerdo con Vs30.

Tipo de suelo	S	T_oS	T's	n	P
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,50
C	**1,05**	**0,40**	**0,45**	**1,40**	**1,60**
D	**1,20**	**0,75**	**0,85**	**1,80**	**1,00**
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,00

9.6 Taludes

En la siguiente se presenta una estimación de la estabilidad de los taludes de desmonte para la UG1, UG2 (2a y 2b), UG3 y UG4a y UG4b para alturas de 3 m y 4,5 m para condiciones de poca humedad (ábaco 2) y parcialmente saturado (ábaco 4) y un factor de seguridad de 1,5, a partir de Hoek y Bray.

TIPO DE TALUD DE DESMONTE	PLAZO	MATERIAL	ALTURA TALUD (m)	Geometría del talud en condiciones algo húmedas (ábaco 2)	Geometría del talud en condiciones parcial saturado (ábaco 4)
Excavaciones	Permanente	UG1	3,00	1H:5V	1H:5V
			4,50	1H:3V	1H:3V-1H:2V
		UG2a	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	4H:5V	4H:3V
		UG2b	3,00	>1H:5V	>1H:5V
			4,50	1H:5V	1H:5V
		UG3	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	4H:5V	4H:3V
		UG4a	3,00	1H:2V	2H:3V
			4,50	3H:4V	4H:3V
		UG4b	3,00	>1H:5V	>1H:5V
			4,50	1H:5V	1H:5V

9.7 Riesgos Geológicos

En la siguiente tabla se resumen los riesgos y peligros observados en la zona de estudio y sus inmediaciones:

Riesgo geológico	Nivel de peligro	Nivel de riesgo
Riesgo Licuefacción	Medio-alto	Alto

Riesgo geológico	Nivel de peligro	Nivel de riesgo
Riesgo volcánico	Muy bajo-bajo	Muy bajo-bajo
Riesgo tsunami	Bajo- Moderadamente alto	Medio
Riesgo de inundación	Bajo a medio	Bajo a medio
Riesgo sísmico	Medio (*)	Medio (*)
Riesgo de avance de dunas	Medio	Bajo-medio

(*) El riesgo sísmico se trata en el apartado correspondiente del informe.

10 RESUMEN

Se ha realizado un estudio geológico-geotécnico y de riesgos geológicos de carácter preliminar para el PE Vientos Pacífico Verde. El presente trabajo ha sido realizado en la Comuna de Constitución, provincia de Talca en la Región del Maule (Chile). Los trabajos de campo se han ejecutado entre los días 23 de agosto al 14 de septiembre de 2022, bajo la supervisión de personal de GHM Consultores Chile Ltda.

Los trabajos de campo y de gabinete realizados han permitido realizar el presente informe geológico-geotécnico, que consta de 180 páginas y 7 anejos, con la descripción de los trabajos realizados y sus conclusiones previas.

Madrid a 07 de noviembre de 2022

Lucía Nogueira Pardal
Bch. Sc. Geóloga

Jaime Sanz Hernández
Bch. Sc. Geologist

Guillermo Galán Martínez.
M. Sc. Geólogo.

ANEJOS

ANEJO 1. PLANTA SITUACIÓN DE INVESTIGACIONES

ANEJO 2. REGISTROS DE SONDAJES

ANEJO 3. ENSAYOS GEOFÍSICOS MASW

ANEJO 4. ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEJO 5. REPORTAJE FOTOGRÁFICO