

SERIE II TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

MANUAL DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO
Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES EN

LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS



**CHILE
AVANZA
CONTIGO**

MANUAL DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS

MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO
2025



Colección: Monografías y Ensayos

Serie: II Tecnología de la Construcción

Título: Manual de recomendaciones de diseño y construcción de edificaciones en laderas de dunas y maicillos

Autor: Ministerio de Vivienda y Urbanismo – Minvu

Editor: División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional – Ditec, Minvu

Coordinación editorial y redacción: Marcelo Soto Zenteno, Cristina Barria Fernández, Oscar Loyola Contreras

Coordinación Técnica: Cristina Barria Fernández. Oscar Loyola Contreras


Elaboración Técnica: Comité técnico de consultores expertos en geotecnia, geofísica, construcción y reparaciones, desarrollado en el Instituto de la Construcción

Diseño y diagramación: Marcelo Godoy Rioseco (Minvu)

Desarrollado por: Departamento de Tecnologías de la Construcción, Ditec, Minvu

**Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Gobierno de Chile.
Santiago 2025**

Licencia:

 Se permite la reproducción total o parcial de esta obra, citando la respectiva fuente, siempre y cuando sea con fines investigativos o académicos y no se haga uso comercial

CONTENIDO

PRESENTACIÓN.....	15
1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. MOTIVACIÓN	17
1.2. ALCANCES.....	17
2. MARCO GEOLÓGICO PARA LA CONSTRUCCIÓN EN DUNAS COSTERAS Y LADERAS CONFORMADAS POR MAICILLOS EN CHILE.....	21
2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO DE LAS DUNAS COSTERAS EN CHILE	21
2.1.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE DUNAS COSTERAS.....	21
2.1.2. DISTRIBUCIÓN DE DUNAS COSTERAS EN CHILE.....	27
2.1.3. COMPOSICIÓN DE LOS SEDIMENTOS EN LAS DUNAS COSTERAS	30
2.2. DINÁMICAS GEOMORFOLÓGICAS.....	32
2.2.1. PROCESOS EÓLICOS.....	33
2.2.2. PROCESOS COSTEROS.....	34
2.2.3. IMPACTO DE FACTORES ANTROPOGÉNICOS	36
2.2.4. OTRAS DINÁMICAS GEOMORFOLÓGICAS.....	38
2.2.5. CASO CHILENO.....	40
2.3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LADERAS CONFORMADAS POR MAICILLOS.....	45
2.3.1. ORIGEN GEOLÓGICO Y PROCESO DE FORMACIÓN.....	46
2.3.2. COMPOSICIÓN MINERALÓGICA, GRADO DE ALTERACIÓN Y METEORIZACIÓN.....	47
2.3.3. PROPIEDADES FÍSICAS Y GEOTÉCNICAS.....	48
2.3.4. DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA DE LOS MAICILLOS EN CHILE.....	51
2.3.5. CLASIFICACIÓN Y TERMINOLOGÍA EN EL CONTEXTO CHILENO	58
2.3.6. RIESGOS GEOLÓGICOS Y PROBLEMAS ASOCIADOS.....	59
2.4. FACTORES AMBIENTALES RELEVANTES Y RIESGOS GEOLÓGICOS.....	61
2.4.1. VEGETACIÓN Y SU ROL ESTABILIZADOR	61
2.4.2. INFLUENCIA DEL CAMBIO CLIMÁTICO.....	62
2.4.3. METODOLOGÍA PARA EVALUAR RIESGOS GEOLÓGICOS.....	63
2.4.3.1. ENFOQUE CONCEPTUAL Y DEFINICIONES CLAVE	63
2.4.3.2. IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS COMO DESLIZAMIENTOS Y COLAPSO.....	64
2.4.3.3. APLICACIÓN DE TECNOLOGÍAS DE ANÁLISIS GEOESPACIAL.....	65
2.4.3.4. METODOLOGÍA INTEGRADA PROPUESTA PARA ANÁLISIS DE RIESGOS ASOCIADOS DE DESLIZAMIENTOS EN DUNAS Y MAICILLOS.....	66
2.5. ANEXO: MAPA INTERACTIVO	70

3. RECOMENDACIONES EXPLORACIÓN Y GEOTECNIA CONSTRUCCIÓN EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS.....	75
3.1. EXPLORACIÓN, MUESTREO Y ENSAYOS.....	75
3.2. EXPLORACIÓN EN LADERAS DE DUNAS	75
3.2.1. EXPLORACIÓN CON SONDAJES.....	75
3.2.1.1. ZONA SUPERFICIAL DE BAJA COMPACIDAD	75
3.2.1.2. ZONA DE MAYOR COMPACIDAD	76
3.2.2. CALICATAS DE EXPLORACIÓN.....	77
3.2.3. GEOFÍSICA DE EXPLORACIÓN.....	77
3.2.4. MÉTODOS SÍSMICOS.....	78
3.2.4.1. REFRACCIÓN SÍSMICA	78
3.2.4.2. CROSSHOLE (CH).....	78
3.2.4.3. MÉTODOS ELÉCTRICOS.....	80
3.3. ENSAYOS PARA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LADERAS DE DUNAS	81
3.3.1. ENSAYOS IN-SITU	81
3.3.1.1. DENSIDAD IN-SITU POR EL MÉTODO DEL CONO DE ARENA.....	81
3.3.1.2. DENSIDAD IN SITU MEDIANTE DENSÍMETRO NUCLEAR	81
3.3.1.3. DENSIDAD IN SITU - MÉTODO DE REEMPLAZO CON AGUA	82
3.3.1.4. ENSAYO DE PLACA DE CARGA VERTICAL.....	82
3.3.1.5. ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL EN CALICATAS O ZANJAS ENTIBADAS:.....	82
3.3.1.6. PRESIÓMETRO	82
3.3.2. ENSAYOS EN LABORATORIO	83
3.3.2.1. ENSAYOS EN LABORATORIO PARA SUELOS DE DUNAS	83
3.3.2.2. CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	83
3.3.2.3. DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA DE ARENAS	83
3.3.2.4. ENSAYO PROCTOR.....	83
3.3.2.5. CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO).....	83
3.3.2.6. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE	84
3.3.2.7. PERMEABILIDAD	84
3.3.2.8. DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS (GRAVEDAD ESPECÍFICA).....	84
3.3.2.9. ENSAYO DE HUMEDAD NATURAL.....	84
3.3.2.10. CONSIDERACIONES ADICIONALES.....	84
3.4. EXPLORACIÓN EN LADERAS DE MAICILLO	85
3.4.1. MACROESTRUCTURA Y MICROESTRUCTURA.....	85
3.4.1.1. PLANIFICACIÓN DE LAS INVESTIGACIONES DE TERRENO	86
3.4.1.2. EXPLORACIÓN CON SONDAJES	87
3.5. ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE MAICILLOS	91
3.5.1. CONSIDERACIONES DE MUESTREO Y ALMACENAMIENTO	93
3.5.1.1. MUESTREO	93

3.5.1.2. ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS.....	94
3.5.2. ENSAYOS IN-SITU	95
3.5.2.1. SONDAGE CON ENSAYOS IN SITU	95
3.5.2.2. ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL AL INTERIOR DE CALICATAS.....	95
3.5.2.3. ENSAYOS MANUALES EN MAICILLO: VELETA DE CORTE Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO	95
3.5.2.4. ENSAYO DE VELETA DE CORTE MANUAL.....	95
3.5.3. ENSAYOS ESPECIALES	97
3.5.3.1. CORTE DIRECTO.....	97
3.5.4. ENSAYOS EN LABORATORIO.....	98
3.5.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	98
3.5.4.2. CONTENIDO DE HUMEDAD	99
3.5.4.3. PLASTICIDAD	99
3.5.4.4. GRANULOMETRÍA.....	100
3.5.4.5. DENSIDAD	100
3.5.4.6. GRAVEDAD ESPECÍFICA.....	100
3.5.4.7. ENSAYOS DE COMPACTACIÓN	100
3.5.4.8. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE	101
3.5.4.9. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL	101
4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	105
4.1. RECOMENDACIONES SOBRE SISTEMAS DE FUNDACIÓN EN LADERAS COMPUESTAS POR DUNAS O MAICILLOS	105
4.1.1. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN.....	105
4.1.2. FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS A CONSIDERAR.....	111
4.1.3. RECOMENDACIONES DE MÉTODO DE DISEÑO DE SISTEMA DE FUNDACIÓN.....	113
4.1.4. CONDICIONES ESPECIALES: COMPORTAMIENTO ANTE CARGA SÍSMICA Y CONTROL DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.....	114
4.2. ESTABILIDAD Y CONTROL DE DRENAJE EN LADERAS COMPUESTAS POR MAICILLOS.....	116
4.2.1. RECOMENDACIONES DE ESCALONAMIENTO EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS	116
4.2.1.1. EXCAVACIONES EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS.....	116
4.2.1.2. ESCALONAMIENTOS EN LADERAS	116
4.3. ESTABILIDAD DE LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS.....	121
4.3.1. EXCAVACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN, ESTABILIZACIÓN Y ENTIBACIÓN TEMPORAL Y PERMANENTE EN DUNAS Y MACILLOS.....	124
4.3.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	124
4.3.1.2. LINEAMIENTOS SOBRE APLICABILIDAD, CONSIDERACIONES Y DISEÑO DE SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN, ENTIBACIÓN Y CONTENCIÓN	125

4.3.1.3. ESTRATIGRAFÍA.....	125
4.3.1.4. ... PLANOS PREFERENTES DE DESLIZAMIENTO, DEBILIDAD O INFILTRACIÓN	126
4.3.1.5. AGUA, FLUJOS Y DRENAJES.....	126
4.3.1.6. ACCESIBILIDAD DE EQUIPOS - TECNOLOGÍAS	128
4.3.1.7. INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS.....	128
4.3.1.8. EMPOTRAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN, ESTABILIZACIÓN Y ENTIBACIÓN.....	130
4.3.1.9. TEMPORALIDAD EN LA CONDICIÓN DE SERVICIO	131
4.3.2. EXCAVACIÓN PARA CONTROL DE INFILTRACIÓN Y SISTEMAS DE DRENAJE EN DUNAS Y MAICILLOS (SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEO).....	132
4.4. ESTRATEGIAS PARA EL TRATAMIENTO Y CONTROL DE LA EROSIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES EN LADERAS COMPUESTAS POR DUNAS Y MAICILLOS	132
4.4.1. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL RÍGIDOS.....	132
4.4.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO (SHOTCRETE) CON REFUERZO METALICO Y DRENAJE	133
4.4.1.2. PRODUCTOS LAMINARES DE HORMIGÓN	134
4.4.2. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL FLEXIBLES	135
4.4.2.1. MALLAS DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA.....	135
4.4.2.2. SISTEMA DE VEGETACIÓN REFORZADA.....	136
4.4.3. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL DÚCTILES	137
4.4.3.1. HIDROSIEMBRADO.....	137
4.4.3.2. MANTOS DE CONTROL DE EROSIÓN.....	138
4.4.3.3. MALLA DE ACERO DE MEDIANA RESISTENCIA	140
4.4.4. CONSIDERACIONES PARA LOS SISTEMAS Y/O PRODUCTOS DEL CONTROL DE EROSIÓN.....	141
4.5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN DUNAS Y MAICILLOS.....	141
4.5.1. PRINCIPALES CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS.....	141
4.5.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICA Y SÍSMICA	142
4.5.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE MAICILLOS.....	143
5. RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIONES EN SUELOS EROSIONABLES, MANTENCIÓN Y REPARACIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJES EN DUNAS Y MAICILLOS EN PENDIENTES.....	145
5.1. OBRAS DE DRENAJE Y CANALIZACIÓN EN LADERAS.....	145
5.2. INSTALACIONES SANITARIAS Y OTRAS UTILIDADES EN LADERAS.....	146
5.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN EN LADERAS	147
5.4. EJECUCIÓN DE OBRAS EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS - RESUMEN Y CONTEXTO LOCAL.....	149
5.4.1. PLANIFICACIÓN Y TERRENO.....	149
5.4.2. LOGÍSTICA Y SEGURIDAD	149
5.4.3. MANEJO DE AGUAS.....	149

5.4.4. EJECUCIÓN TÉCNICA	150
5.4.5. CONTROL DE CALIDAD E INSPECCIÓN EN LADERAS GRANULARES.....	150
5.5. RECOMENDACIONES GENERALES PARA CHILE.....	150
5.6. MANTENIMIENTO, REFUERZO Y REPARACIÓN DE OBRAS EN LADERA.....	150
5.6.1. MANTENIMIENTO PREVENTIVO:.....	151
5.6.2. REFUERZOS Y MEJORAS POSTERIORES.....	151
5.6.2.1. CLAVADO DE SUELO (SOIL NAILING):	151
5.6.2.2. MUROS DE CONTENCIÓN ADICIONALES:.....	152
5.6.2.3. CONTRAFUERTE O RELLENOS DE PIE:.....	152
5.6.2.4. MEJORAMIENTO DE DRENAJE ADICIONAL:	152
5.6.3. REPARACIONES DE EMERGENCIAS Y POST-EVENTO:.....	152
6. FILOSOFÍA DE DISEÑO DE DUCTOS Y DRENAJES	155
6.1. IMPORTANCIA DEL DISEÑO SEGURO EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO	155
7. FALLAS DE DISEÑO	159
7.1. FALLAS EN GENERAL	159
7.2. FALLAS PARTICULARES.....	159
7.2.1. DISPOSITIVOS DE RETENCIÓN DE BASURAS Y CUERPOS INDESEADOS A TRAVÉS DE REJILLAS Y SEDIMENTADORES.....	159
7.2.2. EROSIÓN INTERIOR DE LAS TUBERÍAS.....	160
7.2.3. ANÁLISIS DE LA ELASTICIDAD DE LAS UNIONES.....	161
7.2.4. CÁMARAS FRÁGILES.....	161
8. TIPO DE DUCTOS Y RESPONSABLES.....	163
8.1. CHECKLIST DE INSPECCIÓN Y MANTENCIÓN	163
9. INSPECCIÓN	167
9.1. INSPECCIÓN VISUAL Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS A INSPECCIONAR	167
9.1.1. CONSIDERACIONES ANTES DE LA INSPECCIÓN	167
9.1.2. EVALUAR EL RIESGO EN LA VISITA DE INSPECCIÓN	168
9.1.3. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS A INSPECCIONAR	168
9.1.3.1. COLECTORES	168
9.1.3.2. SUMIDEROS.....	169
9.1.3.3. CÁMARA DE INSPECCIÓN	170
9.1.3.4. PLANTAS ELEVADORAS.....	173
9.1.3.5. ELEMENTOS SOPORTANTES DE LOS COLECTORES.....	173
9.2. INSPECCIÓN INTERNA CON CÁMARAS	174
9.2.1. CÁMARAS DE INSPECCIÓN INTERNA.....	174
9.2.2. CÁMARAS DE PÉRTIGA.....	174
9.2.3. CÁMARAS ATEX.....	174
9.3. CUADRO DE IDENTIFICACIÓN DE PELIGROS Y DEFICIENCIAS DEL COLECTOR.....	174
10. REVISIÓN DE LA CUENCA APORTANTE.....	177

10.1. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA DEFINICIÓN DE LA CUENCA APORTANTE.....	177
11. INSPECCIÓN TOPOGRÁFICA	181
11.1. PREPARACIÓN:.....	181
11.2. INSPECCIÓN VISUAL:.....	181
11.3. INSPECCIÓN TOPOGRÁFICA:	181
11.4. ANÁLISIS Y REPORTE:	182
11.5. TOLERANCIAS ACEPTABLES:	182
12. PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD	184
12.1. TIPOS DE PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD.....	184
12.2. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD	184
12.3. TOLERANCIAS PARA PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE:.....	185
12.4. TOLERANCIAS PARA PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADOS.....	185
12.5. IMPORTANCIA DE LAS PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD.....	186
13. INSPECCIÓN POR ESPECIALISTA EXTERNO	188
13.1. INGENIERO MECÁNICO DE SUELOS – ASPECTOS A CONSIDERAR.....	188
13.2. INGENIERO ESTRUCTURAL – ASPECTOS A CONSIDERAR.....	188
13.3. INGENIERO HIDRÁULICO – ASPECTOS A CONSIDERAR.....	189
14. MANTENCIÓN PREVENTIVA Y REPARACIONES	191
14.1. CAMBIO DE SUELO DE RELLENO	191
14.2. REPARACIÓN DE UNIONES	192
14.2.1. MÉTODOS DE REPARACIÓN.....	192
14.2.2. CONSIDERACIONES IMPORTANTES.....	193
14.3. REPARACIÓN DE OBRAS DE ENTRADA Y SALIDA.....	193
14.3.1. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN.....	193
14.3.2. PLANIFICACIÓN DE LA REPARACIÓN	193
14.3.3. EJECUCIÓN DE LA REPARACIÓN	194
14.3.4. PRUEBAS Y VERIFICACIÓN.....	194
14.3.5. MANTENIMIENTO PREVENTIVO.....	194
14.3.6. REPARACIONES DEL HORMIGÓN.....	194
14.4. REPARACIÓN POR INTERIOR DE LA TUBERÍA.....	195
14.4.1. REVESTIMIENTO CON MORTEROS O POLICEMENTO PROYECTADO EN TUBERÍAS DE GRAN DIÁMETRO.....	195
14.4.2. SISTEMA CIPP (CURED-IN-PLACE PIPE)	195
14.4.3. SPRAY CON RESINAS EPÓXICAS O POLIURETANO	196
14.5. CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR O TUBERÍA PROVISORIA O ALTERNATIVO	197
14.5.1. PROPÓSITO.....	197

14.5.2. TIPOS DE TUBERÍAS PROVISORIAS O ALTERNATIVAS.....	197
14.5.3. VENTAJAS DE LAS TUBERÍAS DE CEMENTO COMPRIMIDO	197
14.5.4. DESVENTAJAS DE LAS TUBERÍAS DE CEMENTO COMPRIMIDO	198
14.5.5. VENTAJAS DE LAS TUBERÍAS PROVISORIA O ALTERNATIVA	198
14.5.6. DESVENTAJAS DE LAS TUBERÍAS PROVISORIA O ALTERNATIVA.....	198
14.6. LIMPIEZA DE SUMIDEROS DE AGUAS LLUVIAS	198
14.6.1. OBJETIVOS DE LA LIMPIEZA	198
14.6.2. PASOS PARA LA LIMPIEZA.....	199
14.6.3. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD	199
14.6.4. FRECUENCIA DE LIMPIEZA.....	199
14.7. CAMBIO DE COLECTOR DE AGUAS LLUVIAS	200
14.7.1. PREPARACIÓN.....	200
14.7.2. DESMONTAJE DE LA TUBERÍA EXISTENTE.....	200
14.7.3. INSTALACIÓN DE LA NUEVA TUBERÍA.....	201
14.7.4. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD	201
14.7.5. COSTOS Y BENEFICIOS.....	201
14.8. MANTENCIÓN DE CANALES	201
14.8.1. INSPECCIÓN REGULAR.....	201
14.8.2. LIMPIEZA Y DES SEDIMENTACIÓN.....	202
14.8.3. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS.....	202
14.8.4. CONTROL DE EROSIÓN	202
14.8.5. MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AGUA	203
14.8.6. PLANIFICACIÓN Y PROGRAMACIÓN	203
14.8.7. LA PERIODICIDAD DE LA LIMPIEZA DE CANALES.....	203
14.8.7.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PERIODICIDAD.....	203
14.8.7.2. PERIODICIDAD RECOMENDADA.....	203
14.8.7.3. EJEMPLOS DE PERIODICIDAD EN DIFERENTES CONTEXTOS.....	203
14.9. PROTECCIÓN BAJO TUBERÍAS CON GEOMEMBRANA	204
14.9.1. TIPOS DE GEOMEMBRANAS	204
14.9.2. INSTALACIÓN Y DISEÑO.....	205
14.9.3. VENTAJAS Y BENEFICIOS.....	205
15. CASOS DE ESTUDIO	207
15.1. CASO KANDINSKY	207
15.1.1. ANTECEDENTES DEL EVENTO.....	207
15.1.2. MEDIDAS DE EMERGENCIA INMEDIATAS	207
15.1.3. PROCESO DE RELLENO DEL SOCAVÓN	207
15.1.4. CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR DEFINITIVO.....	208
15.1.5. INSTALACIÓN DEL COLECTOR PROVISORIO.....	208
15.1.6. AVANCE Y PLAZOS DE EJECUCIÓN.....	209
15.1.7. SEGUNDO SOCAVÓN	209

15.2. CASO EUROMARINA	209
15.3. COLECTOR "LAS PERLAS"	211
15.3.1. INTRODUCCIÓN	211
15.3.2. RECOMENDACIONES	212
15.3.2.1. RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS	212
15.3.3. EXTRACTOS DETALLES PROYECTO.....	217
16. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	221
17. INTEGRANTES COMITÉ MANUAL DE RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES EN SUELOS DE DUNAS Y MAICILLOS	227
18. ANEXOS.....	229

Este manual ofrece a los profesionales de la construcción y la ingeniería una referencia confiable, que no solo sintetiza los principios teóricos, sino que también incorpore el aprendizaje práctico derivados de la ejecución de obras.

PRESENTACIÓN

Como Ministerio de Vivienda y Urbanismo estamos enfocados a generar innovación y mejores tecnologías que permitan la construcción de viviendas y espacios públicos con altos estándares, favoreciendo de esta forma a la creación de barrios más cohesionados y con un positivo impacto en la calidad de vida de las familias que los habitan.

Nuestro objetivo es contribuir al desarrollo de ciudades socialmente más integradas, conectadas e inclusivas, siempre sobre la base de un respaldo técnico robusto y eficiente. Sabemos la importancia de entregar un aporte al conocimiento de los profesionales y entidades del sector, en temáticas relevantes que nos ocupan y preocupan, siempre dando un enfoque que logre altos estándares en la calidad de la construcción.

En este contexto, a través de la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, hemos desarrollado diversos estudios que abordan la problemática relativa a la naturaleza y variabilidad en la composición y resistencia de algunos tipos de suelos que están presentes a lo largo del país.

Este manual, en particular, aborda el estudio y las recomendaciones técnicas para la intervención, urbanización y construcción en laderas de dunas y en terrenos conformados por maicillo, materiales que presentan comportamientos geotécnicos particulares y que requieren criterios especializados para su adecuada evaluación y tratamiento.

Los invito a conocer este documento, que busca entre sus objetivos el ofrecer a los profesionales de la construcción y la ingeniería una referencia confiable, que no solo sintetice los principios teóricos, sino que también incorpore el aprendizaje práctico derivado de la experiencia acumulada en la ejecución de obras en este tipo de terrenos.

Estamos conscientes que aún queda mucho por hacer en torno a esta materia, pero estoy convencido que este tipo de estudios sin duda permitirán aportar con mejores soluciones y nuevos conocimientos a la variabilidad de los suelos, teniendo como propósito abordar los procesos constructivos con una mayor eficacia, lo que traducirá a la larga en una mejora significativa en el bienestar de las familias.

Carlos Montes Cisternas
Ministro de Vivienda y Urbanismo

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

El sector de la construcción en Chile ha registrado avances significativos en los últimos años, impulsados tanto por los desarrollos en la Geotecnia como por la adopción de nuevos métodos constructivos. Sin embargo, en el caso de las obras emplazadas en laderas sobre dunas y maicillos presentan desafíos específicos y resulta crucial capitalizar las prácticas que han demostrado ser efectivas.

Este manual surge como una respuesta a la necesidad de compilar y sistematizar estas experiencias, tanto las que han sido exitosas como aquellas que han revelado oportunidades de mejora. Las numerosas obras de edificación construidas sobre suelos dunas y maicillos en laderas han dejado lecciones valiosas que deben divulgarse y aportar al crecimiento profesional de quienes integramos este sector. Creemos que documentarlas en forma de recomendaciones y buenas prácticas es esencial para contribuir al desarrollo de soluciones más seguras, eficientes y resilientes.


La motivación para redactar este manual radica, por lo tanto, en ofrecer a los profesionales de la construcción y la ingeniería una referencia confiable, que no solo sintetice los principios teóricos, sino que también incorpore el aprendizaje práctico derivados de la ejecución de obras. Esperamos que esta guía sea un aporte para fortalecer la práctica constructiva en Chile y que sirva como un referente para enfrentar los desafíos de la construcción de edificaciones en laderas de dunas y maicillos.

1.2. ALCANCES

Proporcionar recomendaciones y buenas prácticas para la construcción de obras de edificación emplazadas en dunas y maicillos en laderas.

con el propósito de servir como guía técnica en complemento de normativa nacional específica.

Establecer requisitos complementarios a la NCh 1508 para la caracterización del suelo a partir de la exploración y ensayo, así como para la elaboración del estudio geotécnico necesario para satisfacer este objetivo.



Establecer recomendaciones para el diseño y construcción de sistemas de fundaciones, redes sanitarias y obras de urbanización que se emplacen sobre dunas y maicillos en laderas.

Establecer disposiciones particulares para instalaciones sanitarias públicas y domiciliarias y canalizaciones, a fin de minimizar el riesgo de filtraciones capaces de generar socavación, arrastre de material o inestabilidad del suelo de soporte.



CAPÍTULO 2

MARCO GEOLÓGICO PARA LA CONSTRUCCIÓN EN DUNAS COSTERAS Y LADERAS CONFORMADAS POR MAICILLOS EN CHILE

2. MARCO GEOLÓGICO PARA LA CONSTRUCCIÓN EN DUNAS COSTERAS Y LADERAS CONFORMADAS POR MAICILLOS EN CHILE

2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO DE LAS DUNAS COSTERAS EN CHILE

Las dunas costeras de Chile son geoformas constituidas principalmente por arena transportada por el viento desde las playas hacia el interior, bajo condiciones específicas que incluyen vientos dominantes, disponibilidad de sedimentos sueltos y una cobertura vegetal escasa o discontinua (Martínez & Psuty, 2004). Estas formaciones, que se extienden a lo largo de buena parte del litoral chileno, desempeñan un rol clave en la protección del borde costero frente a procesos erosivos, el almacenamiento temporal de sedimentos y la conservación de hábitats naturales (Hesp, 2002; Paskoff, 2004).

La morfología, extensión y grado de estabilidad de las dunas varían según la región geográfica. En el norte de Chile destacan extensos campos dunares activos, como el Mar de Dunas de Atacama, caracterizados por condiciones áridas y escasa vegetación. En contraste, en la zona centro-sur predominan sistemas más estabilizados, donde la vegetación juega un papel importante en la fijación de los sedimentos (Castro et al., 2012).

La presencia y configuración de estos sistemas reflejan la interacción dinámica entre procesos geológicos, climáticos y biológicos. Por ello, las dunas costeras constituyen un componente esencial para la comprensión, protección y planificación del borde litoral en Chile (Martínez et al., 2008).

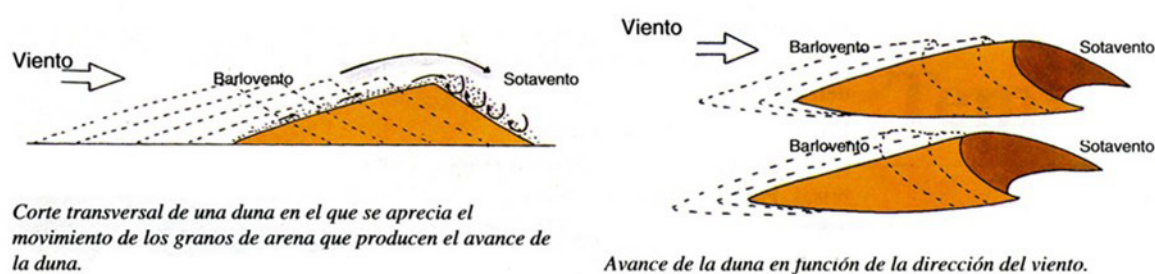
2.1.1. ORIGEN Y FORMACIÓN DE DUNAS COSTERAS

Su origen en las costas chilenas se remonta al periodo Cuaternario, aproximadamente desde hace 2,6 millones de años, en un contexto de fluctuaciones climáticas y cambios en el nivel del mar que favorecieron la redistribución de sedimentos en ambientes costeros (Castro, 1992; Grime & Álvarez, 1964). El proceso de formación de las dunas implica la interacción entre varias condiciones esenciales:

- Una fuente de sedimentos arenosos, generalmente producto de la erosión continental y el transporte fluvial hacia el litoral. En Chile, ríos como el Aconcagua y el Maipo han jugado un rol clave en la provisión de sedimentos a sectores como Concón o la costa central.

- Una zona de acumulación, donde las corrientes marinas y el oleaje depositan estos materiales en playas expuestas.
- Acción eólica constante, responsable del transporte de arena desde la playa hacia el interior. Este transporte ocurre principalmente en sentido perpendicular a la línea de costa, impulsado por los vientos dominantes del suroeste.
- Cobertura vegetal escasa o discontinua, lo que permite que el viento moviliza libremente los granos de arena (Martínez & Psuty, 2004). Sin embargo, la presencia puntual de vegetación también actúa como obstáculo, favoreciendo la sedimentación y posterior crecimiento dunal (Hesp, 2002).

En la Figura 1 se aprecia el proceso de formación de dunas costeras:



↑ **Figura 1:**

Proceso de formación de dunas costeras (Fuente: recuperado de <https://www.madrimasd.org/blogs/universo/2011/07/12/139706>)

En el caso chileno, las dunas se desarrollan sobre distintos substratos geológicos, como rocas metamórficas (gneises) o depósitos coluvio-aluviales, generando paisajes de alto valor ecológico y geomorfológico. Las formaciones más destacadas se ubican en zonas como Concón, Ritoque, Huentelauquén, Matanzas y la región de Coquimbo, donde las condiciones de viento y sedimentación han sido particularmente favorables. De acuerdo con los registros disponibles, en Tarapacá se ha identificado una superficie de 337,5 ha (Paskoff, 1998); en Atacama, 33.500 ha (Castro et al., 2012); y entre Coquimbo y Los Lagos, un total de 74.428 ha (IREN, 1966).

Cabe destacar que la dinámica de las dunas chilenas ha sido interrumpida o modificada en varios sectores debido a la urbanización costera, la estabilización artificial con especies exóticas, y el cambio de uso de suelo, lo que ha alterado sus patrones naturales de movilidad y crecimiento (Borde et al., s.f.).

La estabilidad y evolución de los sistemas dunares dependen de múltiples factores, tales como la cobertura vegetal, el régimen de vientos, la disponibilidad de sedimentos y, de manera destacada, la influencia antrópica asociada a la urbanización, el turismo y otras actividades humanas, que suelen intensificar la erosión y la pérdida de ecosistemas.

Pese a su relevancia, las dunas costeras en Chile han sido escasamente estudiadas de manera sistemática, lo que dificulta su adecuada gestión. Por un lado, gran parte de los inventarios disponibles son antiguos y carecen de actualización; por otro, existe una notoria falta de caracterización geomorfológica para muchas de las dunas identificadas.

Considerando lo anterior, se identificaron y caracterizaron diez sistemas dunares de la costa de Chile para este plan piloto, distribuidos en las regiones de Tarapacá, Atacama, Valparaíso, Maule y Biobío. La información fue sistematizada en una tabla que incluye las siguientes variables: ubicación, coordenadas, estado de protección, uso principal, estado evolutivo y tipo geomorfológico.

En relación con el tipo geomorfológico de los campos dunares, esta variable alude a las formas, patrones espaciales y estructuras que adoptan las dunas dentro de un sistema eólico, en función de factores como el régimen de vientos, la disponibilidad de sedimentos, la topografía del entorno y la cobertura vegetal (Lancaster, 1995; Hesp, 2002). Estas formas no solo permiten clasificar los distintos tipos de dunas, sino también comprender sus dinámicas, estabilidad y evolución a lo largo del tiempo.

En Chile, la diversidad morfológica de las dunas costeras se manifiesta a lo largo del extenso litoral, y responde a variaciones latitudinales en el clima, el régimen eólico y la disponibilidad de sedimentos. A continuación, se describen algunos ejemplos representativos:

- Zona norte (Región de Antofagasta – Mar de Dunas de Atacama): Se caracteriza por campos dunares activos y extensos, donde dominan dunas transversales y barjanas. La aridez extrema y la escasa vegetación permiten la migración constante de los cuerpos dunares, generando morfologías móviles y cambiantes (Paskoff, 2004).
- Zona centro (Concón, Ritoque, Quintero): Aquí predominan dunas parabólicas y transversales, muchas de ellas estabilizadas parcialmente por vegetación nativa o exótica. La topografía subyacente (gneiss o terrazas marinas), junto con la influencia

antrópica, ha modificado la morfología original. Se observan sistemas dunares escalonados con cordones de crestas intercaladas por interdunas (Castro et al., 2012).

- Zona sur (Región del Biobío y La Araucanía): Existen campos dunares discontinuos, muchas veces remanentes de procesos eólicos del Holoceno. Presentan formas parabólicas y elongadas, pero con mayor cobertura vegetal, lo que ha generado su estabilización y transformación en paleodunas o dunas relictas.

De esta manera, el análisis morfológico de los campos dunares permite:

- Identificar zonas de alta movilidad y riesgo de avance dunal hacia áreas urbanas.
- Evaluar el grado de estabilidad o activación de los sistemas.
- Reconstruir condiciones paleoclimáticas a partir de formas y orientaciones.
- Guiar planes de ordenamiento territorial y protección de ecosistemas costeros.

La Tabla 1 presenta un resumen de las dunas costeras seleccionadas para el plan piloto, las cuales se clasifican de acuerdo a las variables definidas anteriormente (ubicación, coordenadas, estado de protección, uso principal, estado evolutivo y tipo geomorfológico).

Duna	Ubicación	Coordenadas	Estado de Protección	Usos	Estado Evolutivo	Morfología	Fuente
Gran Duna de Iquique	Tarapacá (Iquique)	20°15'27"S / 70°07'10"O	Protegida (Santuario de la Naturaleza desde 2005)	Ecoturismo, tráfico de vehículos, atracción de turistas para deportes extremos	Dunas activas y fósiles	Transversales, Longitudinales	Sernageomin (2023); Castro Avaria (2004); Paskoff (2004)
Mar de Dunas de Atacama (Copiapó)	Atacama	27°11'55"S / 70°54'48"O	Parcial (Desierto florido)	Turismo, off-road, minería de hierro	Dunas activas, semiactivo, considerado el mayor mar de Chile	Longitudinales, Transversales, Parabólicas, Barjanes	Castro et al. (2012); Ministerio de Bienes Nacionales (s.f.)
Longotoma	—	32°23'25"S / 71°28'09"O	Protegida 2021 (Santuario de la Naturaleza)	Conservación ecológica	Dunas activas y estabilizadas	Longitudinales	Ministerio del Medio Ambiente (s.f.); Paskoff (2004)
Cachagua	—	32°34'48"S / 71°27'09"O	Protegida	Protección de flora y fauna, observación de aves, estudio	Dunas activas	Ante duna, Dunas Monticulares (variante parabólica)	Fundación Dunas de Cachagua (2020); Montenegro (2016)

Duna	Ubicación	Coordenadas	Estado de Protección	Usos	Estado Evolutivo	Morfología	Fuente
Ritoque	—	32°55'50"S / 71°30'07"O	Semi-protegida (por bloqueo de acceso de vehículos)	Conservación, turismo, recreación, actividades deportivas	Dunas activas, reactivadas	Ante dunas, Transversales y Longitudinales	Castro Avaria (1987); Asesoría Técnica Parlamentaria (2019); Paskoff (2004)
Dunas de Concón	—	32°55'27"S / 71°32'56"O	Protegida (Santuario de la Naturaleza)	Turismo, deporte, presión tráfico de vehículos	Dunas fósiles estabilizadas y reactivadas	Transversales, Longitudinales, Barjanes	Sernageomin (2023); Ministerio del Medio Ambiente (s.f.); Paskoff (2004)
Dunas de Santo Domingo	Maule	35°05'00"S / 72°22'00"O	Sin protección	Agricultura, pesca	Dunas activas	Ante dunas, Barjanes, Parabólicas, Transversales	Araya (2010); Informe final Maule FIPAN 2017-24
Tren-Tren (Mauñin)	Biobío	37°28'27"S / 73°38'30"O	Sin protección	Agricultura, asentamientos, recreación, extracción de recursos, tránsito de personas y vehículos	Dunas activas		

↑ **Tabla 1:**

Inventario y caracterización de dunas costeras de Chile identificadas según información bibliográfica (Plan Piloto).

A partir de los resultados mostrados en la Tabla 1, se puede concluir en una primera aproximación y en relación con cada una de las variables antes definidas, lo siguiente:

a. Ubicación:

- Para la mayoría de las dunas se tienen mayores registros de aquellas emplazadas en la Región de Valparaíso, representando un 60% del inventario y caracterización del plan piloto. Sin embargo, también se identificaron sistemas relevantes en zonas del norte del país, como Tarapacá y Atacama; mientras que, en el sur, Maule y Biobío.

b. Estado de protección:

- Cinco dunas cuentan con algún tipo de protección oficial (como Santuario de la Naturaleza o integración en zonas de conservación).
- Dos dunas presentan protecciones parciales, como restricciones en la entrada de vehículos.
- Tres sistemas dunares se encuentran sin protección legal vigente, lo que los expone a usos no regulados.

c. Estado evolutivo de las dunas:

- Siete dunas presentan sectores activos, semiactivos o reactivados, es decir, mantienen dinámicas sedimentarias propias.
- Tres sectores presentan dunas en estado fósiles o estabilizados por vegetación, aunque algunas de éstas se encuentran presentes en sectores con dunas activas aún.

d. Tipo geomorfológico:

- Se observan dunas del tipo transversal y longitudinal, en la mayoría de los casos analizados.
- También se presentaron otro tipo de morfologías, como dunas parabólicas, barjanes, ante dunas, barjanoides y monticulares, lo que refleja una variedad en los diferentes factores que influyen en su formación.

e. Usos:

- Actividades turísticas y recreativas (tránsito vehicular).
- Expansión urbana (construcción de edificaciones, urbanizaciones en instalaciones y agricultura).
- Minería y extracción de recursos (áridos).

2.1.2. DISTRIBUCIÓN DE DUNAS COSTERAS EN CHILE

Las dunas costeras en Chile se distribuyen principalmente desde la zona centro-norte hasta la zona centro-sur del país, asociadas a sectores litorales con disponibilidad de sedimentos arenosos, exposición a vientos dominantes y escasa vegetación que permita la movilización eólica (Castro, 2015). Esta distribución refleja una marcada variabilidad latitudinal en cuanto a la extensión, morfología y estado de conservación de los sistemas dunares.

Según el Inventario de Dunas de Chile elaborado por el Instituto de Reforma Agraria (IREN, 1966), se han registrado dunas entre las regiones de Coquimbo y Los Lagos, cubriendo una superficie aproximada de 74.428 hectáreas. A esta cifra se puede sumar el Mar de Dunas de Atacama, localizado en la Región de Antofagasta, cuya extensión es de aproximadamente 33.500 hectáreas (Castro et al., 2012). Esto arroja una superficie total estimada de 108.263 hectáreas de dunas costeras registradas en el país.

En las regiones de Arica y Parinacota no existen registros bibliográficos formales de campos dunares costeros, lo cual puede deberse a las características geológicas y geomorfológicas de esa zona, donde predominan acantilados costeros y playas estrechas con escasa acumulación de arena.

Una formación destacada es la Gran Duna de Iquique, ubicada en la Región de Tarapacá. Se trata de una duna singular, considerada la más alta de Chile, con una altitud máxima de aproximadamente 250 metros sobre el nivel del mar, una longitud de 5 km, y una superficie oficial de 337,5 hectáreas (Paskoff, 1998; SIMBIO, s.f.). Esta duna, si bien aislada y no forma parte de un campo dunar continuo, representa un hito geomorfológico de relevancia nacional.

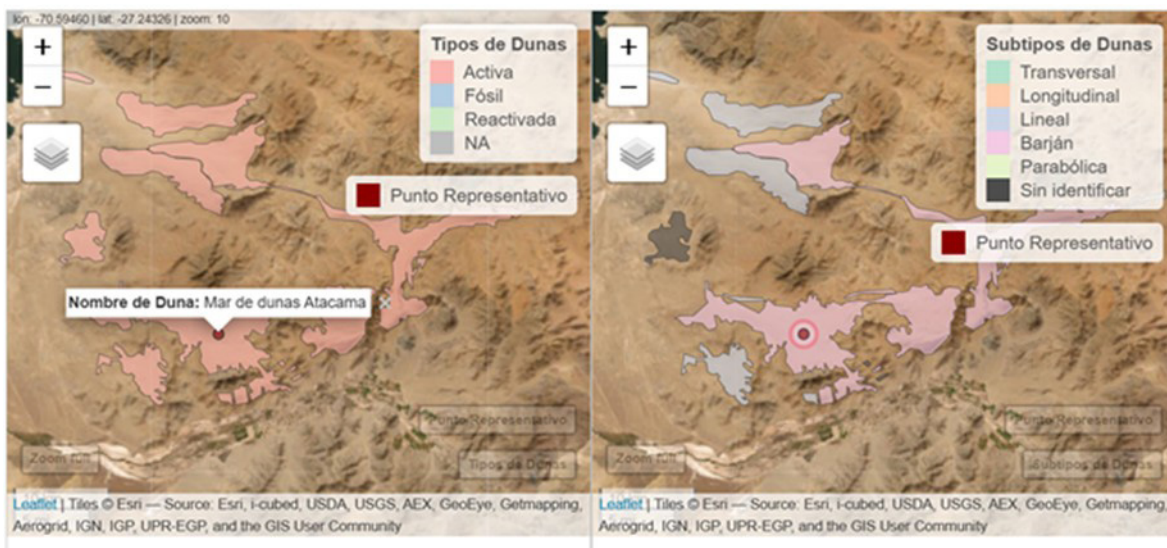
En la figura 2 se observa una imagen extraída del mapa interactivo, en el cual se puede visualizar la distribución de un grupo de 10 dunas seleccionadas en este plan piloto.



↑ **Figura 2:**
Distribución de 10 dunas del plan piloto (Fuente: Arancibia, Lemunao & Sanhueza, 2025)

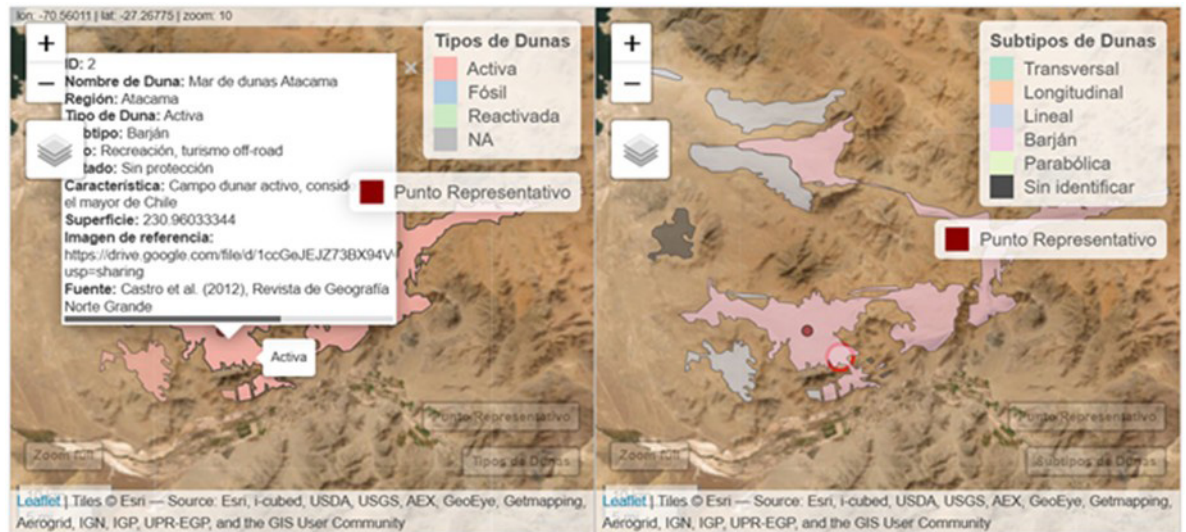
Por cada una de estas dunas se puede obtener información relacionada con el tipo (activa, fósil o reactivada) y subtipo (transversal, longitudinal, lineal, barján o parabólica), para lo cual, se debe navegar en el mapa interactivo. Como ejemplo de ello, se presenta el caso del mar de dunas de Atacama, cuyas explicaciones se presentan en la Figura 3.

En la imagen izquierda de la Figura 3 se ven distintos polígonos que definen la superficie del mar de dunas de Atacama que, de acuerdo al color, corresponden a dunas activas; mientras que, al lado derecho de la Figura 3 se puede observar el subtipo de duna, correspondientes a barján y lineal.



↑ **Figura 3:**
Tipo y Subtipo de dunas presentes en el mar de dunas de Atacama (Fuente: Arancibia, Lemunao & Sanhueza, 2025)

Finalmente, el mapa interactivo resume, por cada una de las dunas, un cuadro con los principales atributos definidos en el acápite anterior y resumidos en la Tabla 1. Esto se puede apreciar en la Figura 4.



↑ **Figura 4:**
Información de los atributos encontrados para el mar de dunas de Atacama (Fuente: Arancibia, Lemunao & Sanhueza, 2025)

Como síntesis de las principales ideas que se observan en el análisis de la distribución de las 10 dunas del plan piloto, se menciona lo siguiente:

- Existe concentración regional de información, particularmente, en la Región de Valparaíso, lo cual podría atribuirse a la mayor densidad urbana y presión inmobiliaria, motivando mayores estudios en la zona. No obstante, esto también refleja una desigual cobertura geográfica de investigaciones, dejando en desventaja regiones igualmente ricas en sistemas dunares como Maule y Biobío.
- Se aprecia una significativa diversidad geomorfológica, encontrando múltiples morfologías dunares, tales como: transversales, parabólicas, barjanes y monticulares, entre otras, lo que resalta la complejidad de los diferentes procesos eólicos y sedimentarios involucrados. Esta variabilidad responde a factores como la dirección del viento, topográfica costera, disponibilidad de sedimentos (Paskoff, 2004) y vegetación, lo cual subraya la necesidad de estudiar de forma especializada las diferentes dunas de cada zona del país.
- Se observan usos y amenazas antrópicas, debido a las actividades relacionadas con el turismo, las urbanizaciones, la agricultura y

la extracción de áridos, entre otras, lo cual ha generado efectos como erosión, compactación de suelos, pérdidas de cobertura vegetal e impactos en la biodiversidad. Con ello, un porcentaje de las dunas analizadas no están oficialmente protegidas como Santuario de la Naturaleza o dentro de humedales, que regulan las actividades humanas.

- Se destaca el estado evolutivo de las dunas, ya que, la mayoría de los sistemas analizados mantienen procesos activos o reactivados, lo cual es positivo en términos geomorfológicos, ya que implica el movimiento de sedimentos y renovación. Sin embargo, estos procesos naturales están amenazados por la estabilización forzada mediante construcciones o plantaciones, lo cual afecta su función natural (barrera natural y depósitos de sedimentos, entre otros).
- Se evidencia una falta de monitoreo y actualización de información, ya que, muchos de los inventarios de dunas existentes provienen de fuentes antiguas y no reflejan los cambios recientes generados por el cambio climático, el avance urbano y las nuevas presiones económicas. Esta obsolescencia limita el conocimiento sobre éstas y la toma de decisiones.

2.1.3. COMPOSICIÓN DE LOS SEDIMENTOS EN LAS DUNAS COSTERAS

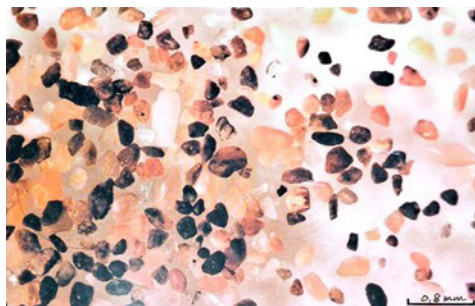
La composición de los sedimentos en las dunas costeras de Chile es el resultado de un complejo aporte de materiales de origen continental, marino y eólico. Predominantemente, estas dunas están conformadas por arena cuarzosa transportada por el viento, caracterizada por su alta homogeneidad granulométrica y bajo contenido de fracciones finas como limos y arcillas, lo que favorece su movilización pero también incrementa su susceptibilidad a la erosión (Martínez et al., 2008).

Los análisis granulométricos de diversos campos dunares, como los de Copiapó, muestran curvas con pendiente pronunciada en gráficos semilogarítmicos, lo que indica una distribución muy uniforme del tamaño de grano. Esta homogeneidad es típica de ambientes con transporte eólico sostenido y selección natural del material (Figura 5).

Desde el punto de vista mineralógico, el cuarzo domina debido a su alta resistencia al desgaste mecánico y químico, así como a su abundancia en las formaciones geológicas continentales. No obstante, también se identifican otros minerales, como feldespatos, provenientes de rocas ígneas y metamórficas, y una fracción de minerales pesados, tales como magnetita (Fe_3O_4) e ilmenita (FeTiO_3), especialmente notables en regiones como el Mar de Dunas de Atacama (Castro et al., 2012; Paskoff,

Figura 5: →

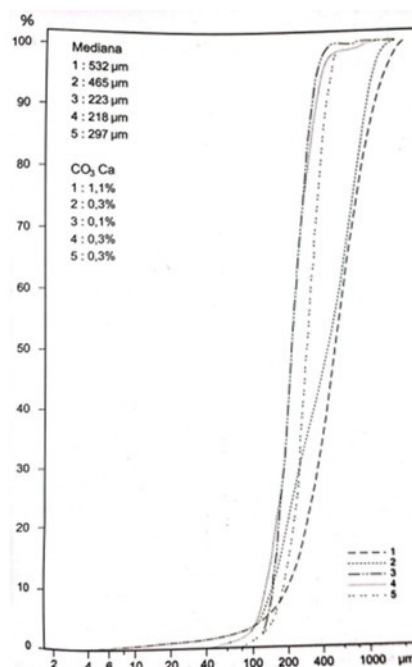
Muestra de arena de la Gran Duna de Iquique (Atacama), por Paskoff (2004).



La presencia de estos minerales oscuros, visibles en el color más grisáceo o negruzco de algunas arenas (Figura 6), evidencia un origen volcánico y andino de parte del material arenoso, coherente con la geodinámica del margen continental chileno. Además, la elevada esfericidad y redondez de los granos evidencia un prolongado transporte eólico, característico de sistemas costeros abiertos y activos.

Figura 6: →

Curva granulométrica de las dunas de Copiapó por Paskoff, (2004).



En sectores donde las dunas se encuentran estabilizadas, como en Reñaca o Concón, se ha observado la formación de capas endurecidas superficiales, compuestas por óxidos de hierro. Estas se desarrollan a partir de procesos de oxidación, lixiviación y consolidación progresiva de los sedimentos, indicando una evolución pedogenética incipiente (Sanhueza & Villavicencio, 2012).

En términos generales, las dunas costeras chilenas constituyen cuerpos sedimentarios con bajo contenido de materia orgánica,

escasa variabilidad mineralógica y una alta uniformidad textural. Estas características responden tanto a las condiciones particulares de su formación como a la constante acción de los agentes modeladores que configuran estos sistemas (Hesp, 2002).

En conclusión:

- El plan piloto considera la identificación y caracterización de 10 sistemas dunares de la Costa de Chile, distribuidos en diferentes regiones, como Tarapacá, Atacama, Valparaíso, Maule y Biobío.
- Las dunas presentan una amplia diversidad geomorfológica y estados de evolución, con predominancia en formas activas o parcialmente reactivadas.
- Solamente cinco de los sistemas dunares cuentan con un algún nivel de protección oficial, lo cual evidencia un nivel de resguardo moderado frente a amenazas antrópicas.
- Los principales usos identificados son turísticos, residenciales (urbanización), agrícolas y extractivos, muchos de los cuales afectan en la estabilidad de éstas.
- Se detectó una asimetría importante en la disponibilidad de información, donde la región de Valparaíso concentra la mayor cantidad de datos y estudios, lo que evidencia un sesgo territorial. Existen amplias zonas costeras que carecen de inventarios actualizados, dificultando una visión nacional del tema.
- Los inventarios actuales están en su mayoría desactualizados o incompletos (por ejemplo, el IREN de 1966 sigue siendo un documento altamente citado), lo que refuerza la necesidad urgente de generar bases de datos integradas, actualizadas y accesibles sobre dunas costeras.
- Se requiere la actualización de inventarios oficiales, de las Dunas Costeras de Chile, debido a falta de información y publicaciones antiguas, con ello también la caracterización de estas en sedimentología, morfologías, usos y amenazas y gestión de estas para la toma de decisiones a futuro.

2.2. DINÁMICAS GEOMORFOLÓGICAS

Las dinámicas geomorfológicas corresponden a procesos que modifican la corteza terrestre y la topografía del terreno a lo largo del tiempo. Se pueden clasificar en tectónicas, volcánicas, gravitacionales, fluviales, eólicas, glaciares, marinas, biológicas y antrópicas.

En el caso, por ejemplo, de las dunas costeras de Concón, las más relevantes son las eólicas, marinas, gravitacionales, biológicas y antrópicas, ya que influyen directamente en su formación, estabilidad y transformación, afectando la capacidad portante del terreno y los riesgos asociados, como la erosión y el desplazamiento de sedimentos.

2.2.1. PROCESOS EÓLICOS

a. Erosión eólica:

El viento actúa como un agente modelador fundamental en zonas áridas, semiáridas y costeras, donde la vegetación es escasa y los sedimentos se encuentran sueltos. En Chile, este proceso tiene especial relevancia en sectores como Ritoque, Concón, Copiapó, Chañaral y La Serena, donde las extensas planicies costeras favorecen la acción directa del viento sobre los depósitos arenosos (Paskoff, 2004; Castro et al, 2012).

La erosión eólica se manifiesta, principalmente, a través de tres mecanismos:

- **Deflación:** consiste en la remoción de partículas finas del suelo, dejando superficies empobrecidas o “pavimentos desérticos”. Este proceso es visible, por ejemplo, en áreas interiores del campo dunar de Ritoque, donde el viento dominante ha removido las fracciones más finas, dejando una costra más compacta (IREN, 1966).
- **Abrasión:** ocurre cuando las partículas transportadas por el viento impactan sobre rocas o estructuras, desgastándolas y puliéndolas. En sectores de Bahía Inglesa y Playa Blanca (Región de Atacama) se observan superficies rocosas suavemente pulidas producto de la acción eólica prolongada (SERNAGEOMIN, 2003).
- **Corrasión:** representa el efecto combinado de ambos mecanismos y contribuye a modelar relieves bajos, interdunares y acumulaciones residuales, comunes en los sistemas dunares estabilizados de Concón y Pichilemu.

El resultado de estos procesos es la redistribución del material arenoso y la formación de dunas activas o semifijas, con morfologías características. En Chile destacan las dunas parabólicas del sistema Concón-Ritoque, que se desarrollan en ambientes litorales con vegetación parcial y alta humedad superficial, y las dunas longitudinales de la cuenca de Copiapó, donde la persistencia de vientos del sureste genera alineamientos arenosos extensos y bien definidos (Castro et al, 2012; Paskoff, 2004).

b) Transporte de sedimentos:

El viento moviliza los granos de arena mediante tres modos principales de transporte: reptación, saltación y suspensión (Bagnold, 1941).

- **Reptación:** las partículas más gruesas ruedan o se deslizan al nivel del suelo, como se observa en los sectores bajos del campo dunar de Concón, donde la superficie húmeda reduce la altura de salto de los granos.
- **Saltación:** los granos de tamaño medio son levantados y vuelven a caer describiendo trayectorias parabólicas cortas; este movimiento continuo y energético es el responsable de la formación de ondulaciones o “ripples” visibles en la Playa Grande de Ritoque.
- **Suspensión:** las partículas más finas pueden ser transportadas a grandes distancias, contribuyendo incluso a la formación de depósitos eólicos interiores, como los mantos de arena de Alto Hospicio o los depósitos del Norte Chico (IREN, 1966).

La dirección, velocidad y persistencia del viento determinan la magnitud y orientación del transporte, controlando la migración, crecimiento y transformación morfológica de las dunas. Por ejemplo, en el sistema dunar de Copiapó, la acción dominante de vientos del sureste impulsa la migración de dunas longitudinales hacia el noroeste; mientras que en Ritoque y Concón, la alternancia de vientos costeros de distinta dirección favorece la deformación y coalescencia de dunas parabólicas (Castro et al, 2012).

Las variaciones estacionales en la intensidad del viento, junto con la humedad superficial y la presencia de vegetación pionera (como *Ambrosia chamissonis* o *Carpobrotus aequilaterus*), influyen notablemente en la estabilidad y movilidad de los cuerpos dunares. Este equilibrio dinámico determina la evolución del sistema eólico-sedimentario, donde pequeñas variaciones ambientales pueden provocar la reactivación o el anclaje de los campos de dunas (Paskoff, 2004).

2.2.2. PROCESOS COSTEROS

a) Erosión costera:

La erosión costera constituye uno de los principales factores que afectan la estabilidad de los sistemas dunares litorales. El oleaje, las mareas y las corrientes de deriva litoral actúan sobre la base de las

dunas, provocando la remoción del material arenoso y el retroceso del frente dunar. Este proceso se intensifica durante marejadas, tormentas invernales o eventos de marea alta combinada con fuerte oleaje, los cuales pueden socavar la base de las dunas y generar deslizamientos parciales del talud frontal (Paskoff, 2004; Castro et al, 2012).

En las costas chilenas, este tipo de erosión es particularmente evidente en sectores como Concón, Ritoque, Las Salinas (Viña del Mar) y Playa Brava (Iquique), donde los episodios de marejadas recurrentes han provocado la pérdida de volumen de arena y el colapso parcial de las dunas frontales. En Chañaral y Caldera, la erosión eólica y marina actúan de manera combinada, afectando la integridad de los cordones dunares que protegen la franja urbana y vial costera.

Desde una perspectiva geomorfológica, la erosión costera altera el equilibrio dinámico playa-duna, afectando el intercambio natural de sedimentos entre ambos ambientes. Cuando el oleaje alcanza la base de la duna, se produce un socavamiento del pie del talud y una pérdida de material que reduce su pendiente natural de estabilidad. En casos severos, esto puede originar fracturas en la cima de la duna, que avanzan tierra adentro durante los eventos extremos.

Además, factores antrópicos como la urbanización costera, la construcción de obras de defensa rígidas (muros, enrocados, espigones) y la interrupción del transporte sedimentario natural agravan los procesos erosivos. Estas intervenciones impiden el flujo natural de sedimentos y reducen la capacidad de autorregeneración del sistema dunar (Paskoff, 2004).

b) Depósitos de sedimentos:

Pese a los efectos erosivos, los procesos marinos también pueden contribuir a la acumulación y regeneración de las dunas costeras, mediante la depositación de sedimentos finos transportados por el oleaje, las corrientes litorales y el viento. En condiciones de calma o durante los períodos de verano, cuando el régimen de oleaje es menos energético, se produce el apilamiento de arena en la zona de rompiente y su posterior transporte hacia el interior por acción eólica, permitiendo el crecimiento progresivo de las dunas frontales (Bagnold, 1941; Castro et al, 2012).

Este intercambio entre el dominio marino y eólico genera un ciclo de erosión y recuperación estacional, visible en diversos sistemas dunares del litoral chileno. En el campo dunar de Ritoque, por ejemplo, las tormentas invernales generan pérdidas significativas de arena en la base de las dunas, pero los vientos estivales del suroeste restituyen parte del material removido. Un patrón similar ocurre en La Serena y Coquimbo,

donde las playas amplias y de baja pendiente permiten la acumulación de arena que posteriormente es transportada hacia las dunas traseras, promoviendo su regeneración natural.

Los aportes sedimentarios fluviales y marinos también juegan un rol importante en el mantenimiento del balance sedimentario costero. En la desembocadura del río Aconcagua, los sedimentos fluviales contribuyen a la recarga de las playas y al crecimiento de los campos dunares adyacentes, como los de Concón y Ritoque (IREN, 1966).

Finalmente, la capacidad de regeneración de una duna depende de la disponibilidad de sedimentos, la energía del oleaje, la dirección predominante del viento y la cobertura vegetal. Cuando estas condiciones se equilibran, las dunas actúan como una barrera natural de protección costera, amortiguando el impacto de las marejadas y manteniendo la estabilidad geomorfológica del litoral.

2.2.3. IMPACTO DE FACTORES ANTROPOGÉNICOS

El desarrollo urbano, industrial y turístico ha generado una presión creciente sobre los sistemas dunares costeros de Chile, alterando significativamente su equilibrio geomorfológico y ecológico. Los principales impactos antrópicos se relacionan con la urbanización, la extracción de arena y las actividades recreacionales no reguladas, que en conjunto han producido una pérdida progresiva de superficie dunar, fragmentación del sistema y reducción de su capacidad de respuesta frente a los procesos naturales (Paskoff, 2004; Castro et al, 2012).

a) Urbanización y obras de infraestructura:

La expansión de las ciudades costeras ha invadido progresivamente los campos dunares, mediante la construcción de edificaciones, carreteras, equipamientos turísticos y obras de defensa costera. Estas intervenciones interrumpen la conectividad eólica y bloquean los corredores naturales de transporte de arena, transformando el comportamiento dinámico de las dunas (Paskoff, 2004).

Un ejemplo emblemático es el sistema dunar de Concón-Ritoque (Región de Valparaíso), donde la urbanización intensiva, el trazado de caminos y la construcción de condominios sobre las dunas frontales han reducido drásticamente la extensión original del campo arenoso. El caso de Las Salinas (Viña del Mar) ilustra cómo las obras de relleno y los proyectos inmobiliarios modifican la topografía dunar, impidiendo el movimiento natural del sedimento. En el norte, sectores de Iquique y Alto Hospicio presentan una situación similar: la expansión urbana sobre las dunas costeras ha generado compactación del material y pérdida de

capacidad de infiltración, aumentando el riesgo de erosión superficial durante eventos de viento fuerte (IREN, 1966).

b) Extracción de arena:

La extracción indiscriminada de arena para fines industriales, de construcción o de relleno constituye una de las amenazas más graves para la integridad de los campos dunares. Este proceso reduce el volumen total de material disponible, altera el balance sedimentario playa-duna y acelera los procesos de erosión y fragmentación.

En Chile, esta actividad ha sido históricamente intensa en regiones como Atacama, Coquimbo y Valparaíso, donde la arena dunar fue utilizada como fuente de agregados para la industria de la construcción durante gran parte del siglo XX. En el sistema de Ritoque, los sectores intervenidos por extracción muestran superficies erosionadas eólicamente y de manera activa, mientras que en Caldera y Chañaral la explotación ha dejado depresiones que interrumpen la continuidad del manto arenoso y facilitan la intrusión marina durante marejadas.

A nivel geomorfológico, la pérdida de arena impide la regeneración natural de las dunas y debilita su función como barrera protectora frente al oleaje y al ascenso del nivel del mar (Castro et al, 2012).

c) Actividades turísticas y recreacionales:

El tránsito de personas, vehículos todo terreno, caballos y bicicletas sobre las dunas provoca la compactación del sedimento, la ruptura de la vegetación pionera y la erosión superficial localizada. Estos impactos son particularmente notorios en los sistemas dunares visitados por grandes flujos turísticos, como los de Ritoque, Concón, Punta de Choros y Playa Brava (Iquique) (Paskoff, 2004; Castro et al, 2012).

La compactación reduce la porosidad y permeabilidad del material arenoso, alterando el movimiento interno del aire y del agua, y afectando la capacidad de la duna para desplazarse libremente con el viento. En consecuencia, se debilita la dinámica eólica natural, se interrumpe el proceso de migración y se favorece la erosión en zonas de mayor pendiente. Además, la pérdida de vegetación estabilizadora (como *Ammophila arenaria* o *Carpobrotus aequilaterus*) incrementa la vulnerabilidad frente a la acción del viento y las marejadas.

En muchos casos, la degradación del paisaje dunar también tiene consecuencias indirectas, como la disminución del valor escénico y turístico del área y la pérdida de hábitats para especies endémicas. De ahí la importancia de implementar planes de manejo y restauración,

que incluyen senderos delimitados, reforestación con especies nativas resistentes y control del tránsito vehicular sobre las dunas.

En síntesis, la alteración antrópica del sistema dunar genera un desequilibrio morfodinámico que modifica la relación entre erosión, transporte y depósito de sedimentos. Mientras los procesos naturales tienden a mantener un equilibrio dinámico entre el mar, la playa y la duna, las acciones humanas interrumpen estos flujos, provocando una pérdida progresiva de resiliencia geomorfológica. El resultado es un paisaje más estático, fragmentado y menos capaz de adaptarse a las variaciones climáticas y oceanográficas.

2.2.4. OTRAS DINÁMICAS GEOMORFOLÓGICAS

Además de los procesos eólicos y marinos, los sistemas dunares están influenciados por dinámicas gravitacionales y biológicas que inciden directamente en su morfología, estabilidad y evolución. Estas interacciones, aunque a menudo de menor escala espacial, tienen un papel clave en la configuración superficial de las dunas, especialmente en sectores donde coexisten pendientes pronunciadas, variaciones de humedad y cobertura vegetal discontinua (Castro et al, 2012; Paskoff, 2004).

a) Dinámicas gravitacionales:

Las dinámicas gravitacionales corresponden a los movimientos de masa generados por la fuerza de la gravedad sobre materiales arenosos no consolidados. En los sistemas dunares, estas dinámicas se manifiestan a través de pequeños deslizamientos, flujos o colapsos locales en las laderas de las dunas, especialmente cuando la pendiente supera el ángulo de reposo o cuando se produce una variación en el contenido de humedad tras lluvias intensas o eventos de condensación.

En Chile, estos procesos son observables en los sectores más elevados de las dunas de Ritoque y Concón, donde las lluvias invernales o la infiltración superficial pueden generar reajustes locales del talud de sotavento, favoreciendo el deslizamiento de pequeños volúmenes de arena hacia las zonas interdunares. También se han reportado colapsos menores en las dunas de Coquimbo y Caldera, donde la compactación previa o el tránsito vehicular modifican la estructura interna de los sedimentos, reduciendo su cohesión aparente y facilitando el desplazamiento gravitacional (IREN, 1966).

Es importante considerar que, estos procesos pueden manifestarse como un estado superficial de inestabilidad temporal, ya que no implican una falla estructural del sistema, sino una reacomodación natural del

material frente a cambios en las condiciones de humedad, densidad o pendiente. Sin embargo, en zonas urbanizadas o intervenidas, incluso pequeños deslizamientos pueden comprometer senderos, estructuras o caminos construidos sobre el cuerpo dunar.

b) Dinámicas biológicas:

Las dinámicas biológicas desempeñan un rol fundamental en la estabilidad y evolución geomorfológica de las dunas costeras. La vegetación pionera, compuesta por especies halófitas y psamófilas, actúa como un elemento estabilizador que retiene los granos de arena, reduce la velocidad del viento a nivel superficial y promueve la formación de dunas semifijas (Paskoff, 2004).

En el sistema dunar de Concón-Ritoque, la presencia de especies como *Ambrosia chamissonis*, *Carpobrotus aequilaterus*, *Euphorbia portulacoides* y *Hydrocotyle bonariensis* permite la consolidación progresiva de los cordones frontales, mientras que en sectores más internos se desarrollan comunidades arbustivas que favorecen la fijación del terreno. Sin embargo, la remoción de esta vegetación por actividades humanas (como el tránsito peatonal, la circulación de vehículos o la urbanización) genera procesos de desestabilización local, incrementando la erosión eólica y la movilidad de la arena (Castro et al, 2012).

Además de su función estabilizadora, la vegetación cumple un rol ecológico esencial: las dunas de Concón y Ritoque constituyen un ecosistema costero altamente sensible, que alberga diversas especies de flora y fauna nativa, algunas endémicas o en estado de conservación. Entre ellas destacan el zorro chilla (*Lycalopex griseus*), el picaflor (*Sephanoides sephanioides*) y una variada avifauna migratoria. La alteración del relieve o la pérdida de cobertura vegetal puede afectar directamente estos hábitats, generando retroalimentaciones negativas entre degradación geomorfológica y pérdida de biodiversidad.

Por tanto, la conservación de la vegetación no sólo tiene implicancias ecológicas, sino también geomorfológicas, al mantener la cohesión del material y reducir la susceptibilidad a la erosión eólica y gravitacional. La restauración de estos ambientes mediante plantas nativas estabilizadoras constituye una herramienta clave para recuperar el equilibrio morfodinámico del sistema dunar.

En síntesis, las dinámicas gravitacionales y biológicas operan como procesos secundarios pero reguladores dentro del sistema dunar. Mientras las primeras tienden a redistribuir el material por acción de la gravedad, las segundas promueven la cohesión y estabilización natural. La interacción entre ambas determina la evolución temporal del relieve

y su capacidad de adaptación frente a perturbaciones naturales o antrópicas. En este sentido, las dunas representan sistemas altamente sensibles y autorregulados, donde pequeñas variaciones en humedad, pendiente o cobertura vegetal pueden desencadenar respuestas geomorfológicas significativas.

2.2.5. CASO CHILENO

En la zona comprendida entre Las Salinas y Concón se extiende un depósito de sedimentos eólicos asignado al Cuaternario (Qe Pleistoceno-Holoceno), como se muestra en la Figura 7. Este depósito conforma un campo de dunas que cubre el gneiss de transición y la Formación Horcón. Las dunas están parcialmente interrumpidas por el río Aconcagua, pero continúan hacia el norte, al oeste del camino a Quintero, extendiéndose hasta Ritoque.



← **Figura 7:**
Mapa geológico regional. V Región de Valparaíso. Modificado según "Mapa Geológico de Chile. 1:1.000.000". (SERNAGEOMIN).

Las dunas ubicadas entre Las Salinas y Concón se encuentran mayormente estabilizadas, aunque existen áreas con actividad eólica. En el perfil de las dunas, es posible distinguir niveles de suelos antiguos. Estas dunas están constituidas en más de un 80% por arena fina, con clastos de tamaño variable entre 0,10 mm y 0,20 mm, y presentan una porosidad y permeabilidad muy altas. En profundidad, las dunas muestran cierto grado de cementación (Grimme & Alvarez, 1964).

La roca fundamental corresponde a gneiss de transición, gneiss granítico y granito gnéisico, sobre los cuales se deposita un espesor de aproximadamente 120 m de sedimentos arenosos, que se acuñan hacia el este. Los sedimentos situados entre 0,0 m, 80,0 m y 100,0 m sobre el nivel medio del mar son predominantemente arenosos y limosos, de color pardo-amarillento, con estratificación fina y parcialmente cementados en profundidad (Musante & Ortigosa, 1985).

En algunos sectores, especialmente en cortes de caminos, se observa que estos sedimentos están cubiertos por una delgada capa de

material coluvial. Estos depósitos corresponden a la Formación Horcón del Plioceno, de origen marino. Sobre ellos se disponen sedimentos compuestos en un 80% por arena fina, mientras que el 20% restante corresponde a arena muy fina, limos y una pequeña proporción de arcilla. Estos materiales presentan un color pardo-amarillento, evidencian oxidación por meteorización, son parcialmente cementados y poseen una porosidad y permeabilidad muy altas.

Desde el punto de vista estratigráfico, y en función de su naturaleza y características físicas, estos sedimentos pueden clasificarse como depósitos eólicos, representados por dunas antiguas mayormente estabilizadas y dunas activas más recientes, de colores más claros y apariencia suelta.

En cuanto a su composición mineralógica, los sedimentos están constituidos por cuarzo, feldespatos, fragmentos líticos, anfíboles, magnetita y epidota. La mayoría de los granos presenta una morfología entre subredondeada y redondeada.

El estado del arte en torno a las dunas de Concón señala que, los aspectos geomorfológicos y la evolución del litoral entre 2009 y 2019 en la zona Concón – Ritoque fueron investigados mediante el análisis de antecedentes geomorfológicos, fotointerpretación, estudios multitemporales de imágenes satelitales y mediciones de perfiles de playa.

A partir de estos estudios, se concluyó que: (i) La geomorfología de la ensenada está determinada principalmente por la acción del oleaje y el aporte de sedimentos provenientes del río Aconcagua. (ii) La configuración geomorfológica del campo dunar se mantiene estable, con cambios notorios atribuibles a la intervención antrópica (Zúñiga, 2021).

En relación con las características del campo dunar, la Tabla 2 presenta un resumen extraído del Sistema de Información Territorial (SIIT – BCN, 2024).

Tabla 2: →
Características del Campo Dunar de Concón
(Fuente: SIIT – BCN, 2024)

Caracterización del medio físico natural	
Clima	Macrozonas climáticas templadas mediterráneas del centro de Chile. Amplitud térmica. Intensa presencia de vientos SW-W.
Geología	Dos unidades geológicas: Formación Quintay. Campo Dunar.
Geomorfología	Dunas emplazadas sobre terrazas marinas, escindidas y cubiertas por depósitos dunares. La altura de las terrazas varía entre 50 y 150 metros.

Caracterización del medio físico natural	
Hidrografía	El campo dunar posee una hidrografía local, conformada por líneas de vertientes producidas por filtración de agua en la duna, que afloran en los acantilados costeros.
Condiciones ambientales	<p>Cuatro unidades ambientales: Principal Campo Dunar (Formación septentrional comuna de Concón). Principales valores ambientales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Valor de patrimonio natural (Dunas). • Valor paisajístico característico de la comuna. • Ecosistema singular, frágil, especies de zonas áridas: chamiza, doca y pingo-pingo. • Patrimonio arqueológico: vestigios prehispánicos. • Valor recreacional y cultural (actividades que acoge).

a) Formación y evolución:

El campo de dunas de Concón se ubica al sur del río Aconcagua, sobre una terraza litoral elevada, lo que impide su alimentación actual de arena desde la playa, por lo que, geomorfológicamente, se conocen como "dunas colgadas". Se les considera una forma relictas, es decir, corresponden a dunas fijas, cubiertas y estabilizadas por vegetación y no presentan transporte de sedimentos.

Las dunas colgadas de Concón se encuentran sobre una terraza marina que se extiende sobre el nivel del mar entre 25m y 80m (Castro & Andrade, 1990). Esta terraza finaliza en un acantilado frente al océano, separado por una terraza rocosa baja (Paskoff et al., 2002) sobre la cual revientan las olas (Figura 9).



↑ **Figura 8:**
Perfil geomorfológico de las dunas de Concón (Manríquez, 2019)

Su origen y evolución están determinados por procesos geomorfológicos y climáticos ocurridos en los últimos 125.000 años (Paskoff, 1999). La formación de las dunas costeras depende de factores como el viento, la granulometría de la arena, la vegetación y la morfología de la costa.

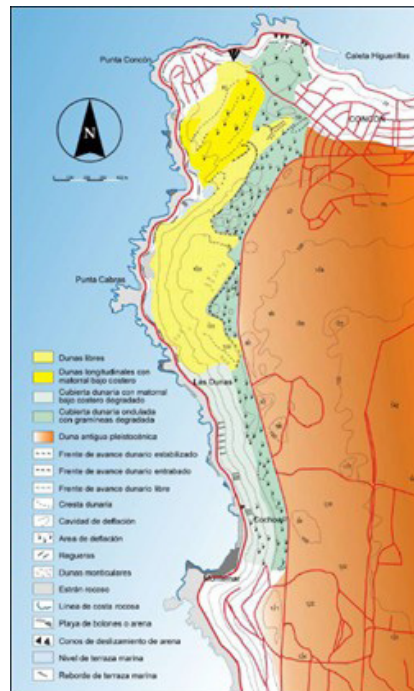
Síntesis de su historia y evolución:

- **Periodo Pleistoceno-Holoceno:** Se originaron en periodos áridos posteriores a la última glaciación, cuando el nivel del mar estaba más bajo, dejando expuestas amplias playas que alimentaron la formación de dunas por deflación eólica (Paskoff, 1999).
- **Transformación por el mar:** Entre 6.000 y 4.000 años AP, el nivel del mar subió, cubriendo las playas y deteniendo la alimentación de las dunas. Posteriormente, el mar descendió, dejando una plataforma rocosa sin capacidad de aportar nuevas arenas (Paskoff et al., 2002).
- **Condiciones actuales:** La terraza elevada entre 25 y 80 metros sobre el nivel del mar impide el aporte de nuevas arenas desde la playa, favoreciendo la estabilización de algunas dunas y la reactivación de otras por factores antrópicos.

Las dunas de Concón (Figura 10) presentan dos generaciones (Andrade & Castro, 1989; Castro y Andrade, 1990): las dunas holocénicas, más recientes y aún activas, caracterizadas por arenas poco alteradas y algunas áreas estabilizadas con vegetación (Paskoff et al., 2002), y las dunas pleistocénicas, más antiguas, con suelos evolucionados y formas erosionadas. El análisis de sus arenas indica un origen local, con predominio de cuarzo y feldespatos provenientes de la Cordillera de la Costa (Araya & Vergara, 1997).

Figura 9: →

Mapa geomorfológico de las dunas colgadas de Concón (Castro & Andrade, 1990 Modificado)



b) Procesos geomorfológicos actuales:

Las dunas de Concón experimentan procesos de erosión, transporte y depósito de sedimentos. Estos procesos están influenciados por el viento, la inclinación del terreno y la vegetación.

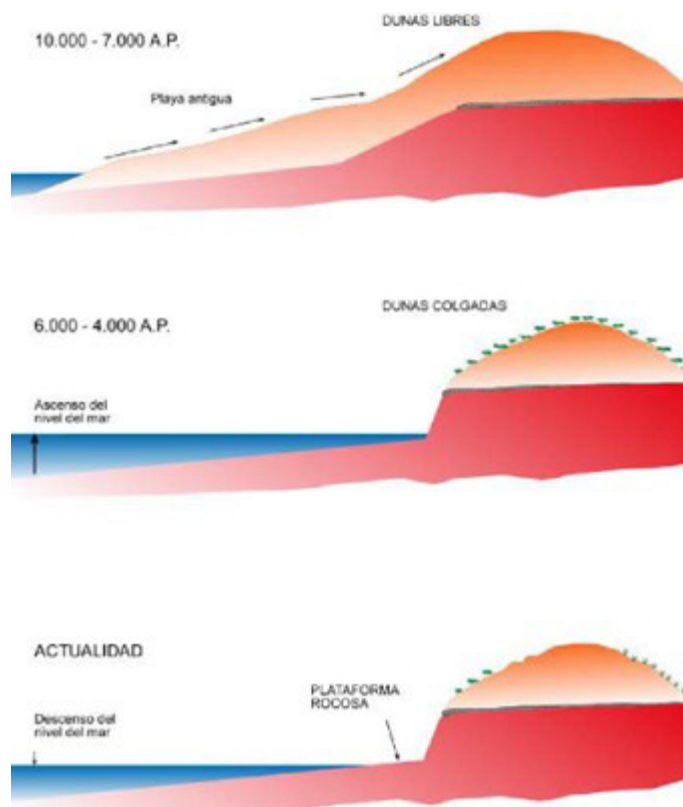
- **Transporte eólico:** La arena se mueve por suspensión, reptación o saltación, dependiendo de la velocidad del viento y la granulometría (Bagnold, 1941).
- **Deflación:** El viento remueve partículas sueltas de la superficie, especialmente en zonas sin vegetación, generando depresiones interdunarias y movilización de arenas (Fuenzalida, 1956).
- **Depósito y modelado:** En sectores con obstáculos (vegetación o accidentes geográficos), la velocidad del viento disminuye, permitiendo la acumulación de arena y la formación de nuevas estructuras dunares (Castro & Andrade, 1990).

c) Dunas colgadas:

Las dunas colgadas son aquellas formaciones dunares que se encuentran sobre terrazas marinas elevadas (Figura 11), sin una conexión actual con fuentes de arena provenientes de playas activas. En el caso de las dunas de Concón, su ubicación sobre una terraza elevada entre 25 y 80 metros sobre el nivel del mar impide que reciban nuevos aportes de sedimentos desde la playa (Paskoff et al., 2002). Estas dunas se formaron cuando el nivel del mar era inferior al actual, permitiendo la deflación eólica de arenas desde extensas playas hoy sumergidas (Paskoff, 1999).

El aislamiento de las dunas colgadas se explica por la combinación de procesos tectónicos y eustáticos (asociado a las variaciones del nivel del mar). Los movimientos de solevantamiento del margen costero en Chile Central, combinados con las oscilaciones del nivel del mar, han determinado que estas dunas queden separadas del sistema sedimentario actual (Andrade & Castro, 1989). Como resultado, las dunas colgadas de Concón presentan características geomorfológicas particulares, con sectores de arena activa expuestos a la erosión eólica y áreas estabilizadas por vegetación, donde los suelos han evolucionado progresivamente (Paskoff et al., 2002).

Figura 10: →
Origen de las dunas colgadas de Concón
(Manríquez, 2019)



Desde una perspectiva sedimentológica, los estudios de las arenas de Concón han demostrado que estas dunas están compuestas predominantemente por arena fina bien seleccionada, con una baja presencia de carbonato de calcio, lo que indica un origen terrestre más que marino (Paskoff et al., 2002). Además, el examen petrográfico revela una dominancia de feldespatos y cuarzo, sugiriendo un aporte sedimentario desde la Cordillera de la Costa y su posterior transporte a través de ríos y la deriva litoral antes de ser movilizado por el viento (Castro & Andrade, 1990).

2.3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LADERAS CONFORMADAS POR MAICILLOS

El término maicillo se utiliza en Chile para describir un tipo de suelo residual desarrollado sobre rocas graníticas altamente meteorizadas. Se trata esencialmente de una arena de origen residual, no transportada, que suele presentar textura limoso-arcillosa y colores que van del amarillento al café claro. Los maicillos se encuentran principalmente en las laderas de la Cordillera de la Costa en la zona centro-sur de Chile, donde conforman el material de muchos cerros y pendientes.

En este apartado se aborda el origen geológico de los maicillos, sus propiedades físicas y químicas, su distribución geográfica en Chile, las clasificaciones aplicables y los riesgos asociados a su presencia (como deslizamiento y erosión).

2.3.1. ORIGEN GEOLÓGICO Y PROCESO DE FORMACIÓN

Los maicillos se originan a partir de la meteorización in situ de rocas ígneas intrusivas de composición granítica. En particular, están vinculados al Batolito Costero chileno: un gran conjunto de cuerpos intrusivos (granitos, granodioritas, tonalitas y dioritas, entre otros) que se extiende a lo largo de la Cordillera de la Costa, principalmente entre la Región de Valparaíso y la Cordillera de Nahuelbuta en la Región del Biobío. Estas rocas intrusivas, ricas en cuarzo y feldespato, han experimentado procesos de alteración química prolongados bajo las condiciones climáticas de Chile central (clima mediterráneo húmedo-subhúmedo), generando un manto de material descompuesto conocido como maicillo.

El proceso clave de formación es la meteorización química por hidrólisis de los minerales del granito, a lo que comúnmente se alude como arenización. El agua infiltrada, junto con el CO₂ y ácidos orgánicos del suelo, reacciona con los feldespatos y otros silicatos de la roca madre. Como resultado, los feldespatos se descomponen principalmente en minerales arcillosos tipo caolinita (un tipo de arcilla de baja actividad), liberando sílice e iones solubles. El cuarzo, por ser más resistente a la meteorización, permanece en gran medida intacto en forma de granos arenosos. Este proceso transforma gradualmente la roca sólida en un material de partículas totalmente meteorizadas. La meteorización suele iniciarse a lo largo de fracturas y diaclasas de la roca, ampliándose con el tiempo; de hecho, en el maicillo pueden quedar estructuras heredadas (relictas) de la roca original, como planos de diaclasa rellenos de arcilla o arena, o fragmentos parcialmente alterados que mantienen la forma del cristal original.

La evolución del perfil de meteorización en un macizo granítico típico genera un gradiente de propiedades con la profundidad. Cerca de la superficie, donde la meteorización es más intensa y antigua, el material puede presentar una textura de arena arcillosa, con presencia significativa de finos producto de la descomposición completa de minerales. A mayor profundidad (más cerca de la roca fresca), el grado de alteración disminuye y el material residual tiende a ser una arena limosa con menos contenido arcilloso, e incluso aparecen núcleos de roca fragmentada menos alterada. En términos geológicos, el maicillo corresponde a un saprolito granítico: el residuo de la roca que permanece en su lugar de origen, formando un manto disgregado pero que no ha sido removido por agentes de transporte. Este saprolito puede alcanzar varios metros de espesor dependiendo de la intensidad

de fracturamiento de la roca madre y del tiempo de exposición a la meteorización. En la Cordillera de la Costa, se observan mantos de maicillo comúnmente entre 2 y 5 metros de espesor, pudiendo ser más profundos en cuencas o laderas muy antiguas con intensa alteración.

Factores climáticos y geomorfológicos controlan la formación de maicillos. Zonas con clima mediterráneo y templado húmedo favorecen la meteorización química suficiente para generar suelos residuales gruesos, mientras que, en climas extremadamente áridos del norte de Chile, la meteorización es principalmente física (desintegración granular) y no produce perfiles arcillosos significativos. Por otro lado, en regiones muy lluviosas del extremo sur, la intensa erosión o glaciaciones pasadas han removido gran parte de los saprolitos, por lo que, el maicillo no es tan predominante allí. Así, la zona centro-sur de Chile ofrece las condiciones ideales de equilibrio: suficiente humedad y temperatura para la alteración química, pero sin una erosión excesiva que elimine totalmente el material generado.

2.3.2. COMPOSICIÓN MINERALÓGICA, GRADO DE ALTERACIÓN Y METEORIZACIÓN

Desde el punto de vista químico-mineralógico, los maicillos reflejan la composición de su roca madre granítica pero con las transformaciones propias de la meteorización. Mineralógicamente, predominan los granos de cuarzo (SiO_2), que es el mineral más resistente y, por lo tanto, permanece como esqueleto granular principal. Junto a él, pueden encontrarse fragmentos de feldespato ortosa y plagioclasas parcialmente alterados; sin embargo, la mayor parte de los feldespatos originales se han transformado en minerales arcillosos secundarios, principalmente, caolinita (un filosilicato de aluminio-silicio hidratado). La caolinita es el producto típico de la descomposición química de feldespatos en ambientes de meteorización moderada a intensa, como los de Chile central. Otros minerales secundarios que pueden estar presentes en menor cantidad incluye illita (otra arcilla de baja expansión) y óxidos/ hidróxidos de hierro como goethita y hematita, que cementan localmente el suelo y le confieren sus tonos amarillentos o rojizos. En maicillos muy evolucionados, prácticamente, todo el contenido de feldespato y mica ha desaparecido o se ha convertido en arcilla, mientras que, en maicillos menos intemperizados aún pueden hallarse cristales de mica (biotita/moscovita) y fragmentos de feldespato fresco incrustados en la matriz arenosa.

Químicamente, los maicillos suelen mostrar sílice libre abundante y un empobrecimiento en bases (sodio, potasio, calcio) respecto a la roca original. Esto resulta en suelos de pH ligeramente ácido a neutro, con baja fertilidad natural (desde la perspectiva agrícola, clasificarían como suelos Arenosoles pobres en nutrientes). Para los

finos geológicos e ingenieriles, lo relevante es que el material carece de cementación calcárea u óxidos suficientes para conformar una roca dura: es principalmente cuarzo y caolinita. Sin embargo, puede existir cierta cementación local: por ejemplo, precipitación de sílice amorfa o de hidróxidos de hierro en profundidad, que unen granos contiguos. Estas cementaciones débiles pueden dar zonas más duras dentro del perfil (a veces denominadas duricrusts o costras), aunque no alcanzan la continuidad y resistencia de una roca consolidada. Más bien, el perfil de maicillo es una transición gradual desde suelo suelto en superficie hasta roca fresca en profundidad, pasando por estados intermedios de roca blanda a muy fracturada. En esa transición es común que existan planos de meteorización bien definidos: capas donde la arcilla generada se concentra o donde la alteración química produjo cambios de color y textura netos. Desde el punto de vista geotécnico, esas capas pueden actuar como planos débiles en los taludes o planos de deslizamiento si están muy saturadas de arcilla.

En síntesis, un maicillo típico está compuesto por:

- **Cuarzo:** granos duros, angulosos, de diversos tamaños (arena a gravilla), constituyendo el almacén granular.
- **Caolinita (u otras arcillas poco expansivas):** finos de tamaño limo-arcilla, que recubren granos o rellenan poros; aportan cohesión en seco, pero se dispersan con el agua.
- **Óxidos de hierro y aluminio:** recubrimientos que cementan parcialmente y dan color; incluyen goethita, hematita, gibbsita en pequeñas proporciones, dependiendo del grado de lixiviación.
- **Residuos de minerales primarios:** pedazos de feldespato alterado, muscovita o biotita exfoliadas, que aún no se desintegraron por completo.
- **Materia orgánica superficial:** en casos de suelos no alterados, la capa superior puede incluir un poco de humus o raíces, aunque en laderas pronunciadas suele ser escasa por la pendiente y erosión.

Esta composición define en gran medida el comportamiento: al mojarse, la caolinita puede lubricar los contactos entre granos de cuarzo y los óxidos pueden disolverse/reblandecerse, reduciendo la fricción interna; en cambio, en seco los finos arcillosos actúan como un ligante, que entrega una cierta cohesión al material.

2.3.3. PROPIEDADES FÍSICAS Y GEOTÉCNICAS

a) Granulometría:

Los maicillos típicamente presentan granulometría con predominio de partículas de tamaño arena (desde arenas finas hasta arenas gruesas)

mezcladas con una fracción de limo y algo de arcilla. Dado que, el material proviene de la descomposición de granito, pueden encontrarse granos de cuarzo relativamente grandes y angulares, junto a agregados finos de arcilla caolinítica. En la práctica, muchos maicillos clasifican como arena limosa (SM) o arena arcillosa (SC), dependiendo de la proporción de finos y su plasticidad. Esta variabilidad granulométrica se debe a la naturaleza residual: la falta de transporte sedimentario implica que no hubo selección uniforme de tamaños, pudiendo coexistir granos muy diversos derivados de la roca original.

b) Densidad y estado in situ:

El maicillo in situ suele encontrarse en un estado relativamente denso, sobre todo en profundidad. Al formarse in situ bajo el peso de la columna de suelo y roca que tenía sobre ella, y al sufrir ciclos de humedecimiento y secado a lo largo del tiempo, tiende a acomodarse en un arreglo compacto. Mediciones de densidad en terreno indican que el maicillo puede alcanzar pesos unitarios secos elevados, a veces del orden de 16 a 18 kN/m³ (equivalente a densidades aparentes de 1,6 a 1,8 ton/m³), e incluso mayores en zonas cementadas o apenas perturbadas (valores cercanos a 2,0 ton/m³ se han reportado en maicillos muy densos, lo cual es próximo a la densidad de la roca granítica intacta ~2,6 ton/m³). Esta alta densidad refleja su carácter de roca meteorizada: por un lado, conserva cierta estructura rígida heredada (granos encajados, posibles puentes de óxidos o arcilla entre partículas); por otro lado, la falta de reubicación sedimentaria ha permitido que finos y gruesos permanezcan en el lugar, ocupando muchos de los huecos. No obstante, cerca de la superficie el maicillo puede presentarse algo más suelto o poroso, especialmente si ha sido removido o alterado o procesos recientes de meteorización.

c) Plasticidad:

La fracción fina de los maicillos está compuesta, principalmente, por minerales arcillosos del tipo caolinita (y posibles ilitas) que son de baja plasticidad. En los ensayos de límites de Atterberg, típicamente estos suelos muestran límites líquidos y plásticos bajos, o incluso, pueden considerarse no plásticos si el contenido arcilloso es muy bajo. A menudo, el limo (sílice libre o arcilla muy degradada) es abundante, pero actúa más como polvo mineral no plástico que como arcilla activa. Por lo tanto, un maicillo típico puede situarse en el grupo A-2 de la clasificación AASHTO (suelos granulares con algo de finos de plasticidad baja), lo que coincide con suelos adecuados para soporte si están bien compactados. En resumen, no se trata de suelos expansivos ni altamente compresibles por plasticidad; por el contrario, su comportamiento está dominado más por la fricción entre granos y la estructura porosa que por la plasticidad de los finos.

d) Color y apariencia:

En cuanto a su aspecto, el maicillo suele presentar colores entre amarillo pálido, ocre y café rojizo, debido a la presencia de óxidos de hierro procedentes de la meteorización (pátina férrica sobre los granos). En zonas muy meteorizadas el color tiende a ser más rojizo o anaranjado (por mayor acumulación de óxidos), mientras que en sectores de meteorización incipiente puede verse más blanquecino por el cuarzo expuesto y la caolinita de color claro. Los granos de cuarzo y feldespato cuarzo-alterado suelen ser claramente visibles a simple vista, mezclados con terrones arcillosos más finos. Al tacto, en seco, el maicillo es arenoso aunque algo más terroso que una arena de río y, en estado húmedo, forma masas débiles que se deshacen con facilidad entre los dedos, sin cohesionarse fuertemente (a diferencia de una arcilla plástica).

e) Porosidad y permeabilidad:

Una característica interesante del maicillo es su comportamiento frente al agua. Pese a ser predominantemente arenoso (lo que en principio sugeriría buena permeabilidad), en la realidad el maicillo intacto actúa a menudo como un material de baja permeabilidad en su matriz. Esto se explica porque los espacios porosos intergranulares pueden estar parcialmente obstruidos por finos (limo y arcilla), y además porque la estructura residual puede contener cementaciones o contactos puntuales que reducen la conectividad de poros. En otras palabras, el maicillo seco suele tener una capacidad de absorción limitada: ante lluvia intensa, gran parte del agua tiende a escurrir superficialmente o a concentrarse en fracturas preferenciales en vez de infiltrarse uniformemente. Por esta razón, se le ha descrito como poco transmisivo, ya que no almacena ni transmite grandes cantidades de agua a través de su masa, a diferencia de una arena suelta típica. No obstante, no debe interpretarse que el maicillo es completamente impermeable: el agua encuentra camino a través de fisuras, macroporos o capas más sueltas dentro del perfil. De hecho, en taludes naturales de maicillo es común la presencia de napas colgadas o infiltraciones localizadas, donde el agua se acumula temporalmente al encontrar zonas menos permeables dentro del perfil (por ejemplo, una capa más arcillosa o un lente de material más cementado). En resumen, el maicillo tiene permeabilidad heterogénea: globalmente baja en la matriz, pero con vías preferenciales que permiten el paso de agua en ciertos puntos. Esta dualidad tiene implicancias importantes para su comportamiento mecánico, especialmente frente a eventos de lluvia. En la Figura 12 se observa la presencia de agua en excavaciones en maicillo, donde se aprecia que la zona de escurrimiento de agua presenta mayor presencia de suelo fino arcilloso, producto de la descomposición química generada por el agua.

Figura 11: →

Fotografía de excavación en maicillo Villa Alemana. Presencia de agua.



2.3.4. DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA DE LOS MAICILLOS EN CHILE

En Chile, el desarrollo de este tipo de materiales ocurre en las zonas donde afloran cuerpos intrusivos graníticos, pero principalmente se desarrolla en los granitoides jurásicos y mesozoicos del batolito costero de la Cordillera de la Costa. Su presencia ha sido documentada especialmente entre las regiones de Coquimbo y La Araucanía, en asociación con el batolito costero (Bravo, 2022). Se encuentra en perfiles de meteorización que pueden superar los 10 metros de espesor, formando parte del saprolito estructurado, especialmente en zonas de laderas, cortes viales y áreas urbanas sobre terrenos graníticos meteorizados (Toro, 2007).

Algunas áreas representativas incluyen:

- Región de Valparaíso (V): Las laderas de cerros en la costa central, por ejemplo, en las provincias de Valparaíso y Marga Marga,

están compuestas en gran parte por maicillos. Los cerros de Viña del Mar, Valparaíso y sus alrededores poseen un basamento de granitos fracturados recubiertos por mantos de maicillo. También hacia el interior, en localidades como Quilpué, Villa Alemana y Casablanca, el subsuelo granítico meteorizado genera suelos maicillosos. Cabe destacar que, en esta región, coexisten maicillos con depósitos eólicos (dunas costeras); por ejemplo, en Concón, se tiene la superposición de dunas de arena sobre antiguos cerros de maicillo. Esta vecindad hace crítica la distinción entre problemas propios de arenas dunares versus los de suelos maicillosos, ya que ambos aparecen en un mismo sector. En las Figuras 13 a 19 se muestran perfiles de maicillo en cortes de terreno en Viña del Mar y Villa Alemana.



← **Figura 12:**
Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana,
Región de Valparaíso.

Figura 13: ➔

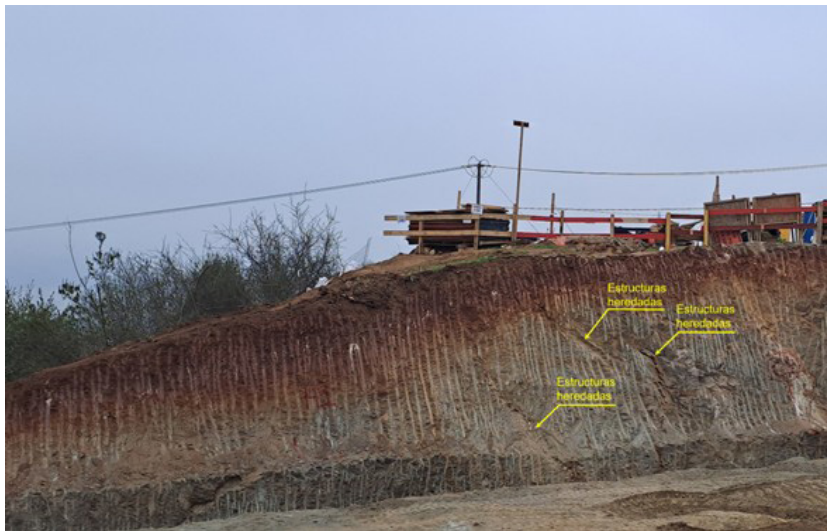
Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana,
Región de Valparaíso.



Figura 14: ➔

Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana,
Región de Valparaíso.





← **Figura 15:**
Perfil maicillo en terreno de Viña del Mar,
Región de Valparaíso.



← **Figura 16:**
Perfil maicillo en terreno de Viña del Mar,
Región de Valparaíso.

Figura 17: ➔

Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana, Región de Valparaíso.



Figura 18: ➔

Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana, Región de Valparaíso.



- **Región Metropolitana (RM):** Si bien la Cordillera de la Costa disminuye hacia el sur de Valparaíso, algunos afloramientos graníticos en Melipilla o sectores de cuenca de Santiago occidental pueden presentar saprolitos arenosos similares al maicillo, aunque de menor extensión. En la cuenca de Santiago propiamente tal, predominan sedimentos aluviales y no maicillo; sin embargo, sectores precordilleranos graníticos (e.g. en la Cordillera de la Costa que reaparece hacia la provincia de Cordillera o Talagante) podrían mostrar suelos residuales graníticos locales.
- **Región de O'Higgins (VI) y del Maule (VII):** La Cordillera de la Costa reaparece con continuidad. En provincias como Colchagua, Curicó y Talca existen cuerpos intrusivos costeros e islotes de

rocas graníticas que producen maicillo localmente. Por ejemplo, la zona de Cauquenes (sur del Maule) es conocida por suelos residuales graníticos asociados, incluso, con yacimientos de arcillas caoliníticas; allí es común ver una capa superficial de maicillo arenoso de unos pocos metros, sobre mantos de arcilla blanca plástica (caolín puro) en sectores donde la meteorización fue extrema. En general, en estas regiones los maicillos cubren lomas bajas y cerros costeros, a veces mezclados con depósitos coluviales.

- **Región del Biobío (VIII) y La Araucanía (IX):** El extremo sur de la distribución de maicillos corresponde a la Cordillera de Nahuelbuta, una estribación costera compuesta por rocas graníticas y metamórficas. En la Cordillera de Nahuelbuta y sus estribaciones (que abarcan parte de las provincias de Arauco, Malleco y Cautín), abundan perfiles de alteración granítica. Los suelos resultantes son maicillos algo más rojizos y arcillosos en promedio, ya que, la pluviosidad es mayor hacia el sur. Se han reportado problemas en caminos forestales y taludes viales de la zona atribuidos a maicillos saturados que colapsan bajo lluvias intensas. Por ejemplo, cerca de Angol y Traiguén (IX Región) existen laderas graníticas meteorizadas con antecedentes de deslizamientos superficiales. En las Figuras 20 y 21 se muestran ejemplos de perfiles de maicillo en Angol.



← **Figura 19:**
Perfil maicillo en terreno de Viña del Mar,
Región de Valparaíso.

Figura 20: ➔

Perfil maicillo en terreno de Villa Alemana, Región de Valparaíso.



- **Otras zonas del país:** Fuera de la franja costera central, los maicillos no son tan comunes. En el extremo norte (Regiones de Atacama y Coquimbo), aunque existen batolitos y stocks graníticos, el clima árido limita la formación de suelos residuales espesos; predominan más bien arenas y gravillas desgranadas (producto de meteorización física) en vez de maicillo arcilloso. En el sur austral (Regiones de Los Ríos en adelante), la litología granítica continúa (Batolito Patagónico), pero la combinación de clima frío-húmedo y el arrasamiento glacial deja poco espacio para saprolitos graníticos extensos; allí los suelos residuales típicos son más bien de origen volcánico (trumaos) o directamente perfiles delgados sobre roca. Por lo tanto, la mayor relevancia de los maicillos, desde el punto de vista de obras civiles, se concentra en Chile central (latitudes aproximadas de 32°S a 38°S), donde coinciden su presencia con las principales zonas urbanas y de infraestructura en ladera.

En resumen, cualquier zona de Chile donde afloren o subafloran rocas graníticas antiguas bajo condiciones climáticas moderadas, tenderá a presentar maicillo como cobertura superficial. Esto implica, principalmente, las laderas de la Cordillera de la Costa entre Valparaíso y La Araucanía. Los profesionales deben estar atentos a la presencia de este material al evaluar cerros costeros y planicies adyacentes, ya que, su comportamiento difiere de otros suelos transportados, como gravas aluviales o arenas dunares.

2.3.5. CLASIFICACIÓN Y TERMINOLOGÍA EN EL CONTEXTO CHILENO

El vocablo “maicillo” es coloquial y ampliamente utilizado en Chile por geólogos e ingenieros geotécnicos, pero no corresponde a una categoría formal en las clasificaciones internacionales de suelos. A continuación, se discuten cómo encaja el maicillo en distintos sistemas de clasificación:

- **Clasificación Geológica/Pedológica:** En la clasificación de suelos de FAO/UNESCO (utilizada en ciencias del suelo), los maicillos calificarían dentro de los Arenosoles (suelos arenosos con bajo desarrollo de horizontes diagnósticos). Esto refleja su textura gruesa dominante y escaso horizonte arcilloso desarrollado. En términos de génesis, también se les puede considerar suelos residuales graníticos. Algunos autores los incluyen dentro de la categoría más amplia de saprolitas o suelos lateríticos incipientes (aunque estrictamente “laterita” se reserva para meteorizaciones tropicales más intensas, con enriquecimiento en óxidos de hierro y aluminio; el maicillo chileno corresponde a un grado menos extremo, sin formación de duricrust ferruginosa continua).
- **Clasificación Unificada USCS (ASTM D2487):** Como se mencionó en propiedades físicas, el maicillo suele clasificarse según su granulometría y plasticidad. Casos típicos:
 - i. **SM (Arena limosa):** si pasa más del 50% por malla #200 pero los finos no son plásticos ($LL < 50$, IP bajo). Esto puede ocurrir en maicillos con alto contenido de limo no plástico. Esta clasificación corresponde a la más usual en maicillos.
 - ii. **SC (Arena arcillosa):** si los finos poseen cierta plasticidad baja (IP algo mayor, indicando arcilla). En maicillos con más caolinita dispersa es posible entrar en SC.

Cabe destacar que en un mismo talud de maicillo pueden coexistir variaciones. Esto dificulta asignar una sola clasificación USCS al depósito completo; en la práctica, se deben analizar muestras representativas de cada horizonte.

- **Clasificación por Origen (Ingeniería Geológica):** Aquí, simplemente, se denomina “suelo residual granítico”. Algunos informes técnicos en Chile usan la expresión “saprolita granítica (maicillo)”, para dejar claro de qué tipo de material se trata. Este suelo residual se distingue de suelos transportados (aluviales, coluviales, eólicos) por su heterogeneidad vertical, presencia de restos de roca alterada y estructuras relictas.

- **Otras denominaciones de maicillo:** Aunque no existen subcategorías formales de maicillo, los profesionales a veces distinguen por descripción: maicillo arcilloso (cuando se nota cohesión mayor en seco, color más rojo, indicando más arcilla) versus maicillo arenoso (más suelto, de grano grueso predominante). También se habla de maicillo meteorizado versus maicillo fresco, para diferenciar las zonas muy blandas de las más cercanas a roca firme. Estas no son clasificaciones normadas, pero ayudan a comunicar la condición del terreno.

En definitiva, “maicillo” es un término útil en el contexto chileno para englobar suelos residuales derivados del granito. Al categorizar formalmente, debe hacerse mediante los ensayos de caracterización de suelos habituales (granulometría y límites de Atterberg) y entendiendo que sus parámetros pueden variar en corto espacio. La clave es reconocer su origen residual, ya que de ello derivan muchas de sus propiedades y comportamiento.

2.3.6. RIESGOS GEOLÓGICOS Y PROBLEMAS ASOCIADOS

La ocurrencia de maicillo en un sitio de proyecto conlleva ciertos riesgos particulares, que deben ser identificados y gestionados. Entre los principales problemas asociados destacan la erosión hídrica y la consiguiente inestabilidad de laderas.

a) Erosión hídrica superficial:

El maicillo es altamente susceptible a la erosión por lluvia y escorrentía cuando está desprotegido. La lluvia puede desprender fácilmente las partículas finas y arenas de la capa superficial, iniciando surcos que se agravan con el flujo. Se forman así cárcavas y canales de erosión en pendientes donde el agua escurre sin control. Esta erosión no solo pierde suelo, sino que, socava fundaciones de estructuras livianas, expone tuberías o debilita la base de taludes. En terrenos urbanizados con maicillo, un problema común tras lluvias intensas es el arrastre de gran cantidad de sedimentos, que obstruyen alcantarillas y causan daños aguas abajo. Para prevenir la erosión, es fundamental mantener o restituir la cubierta vegetal en laderas con maicillo; la vegetación reduce la velocidad del escurrimiento. Cuando la vegetación es insuficiente (por ejemplo, en cortes recién hechos no protegidos), se aplican soluciones de protección sintéticas, vegetales o mixtas. El control de aguas lluvias es crítico.

b) Inestabilidad y deslizamientos de ladera:

Combinando los dos factores anteriores (agua infiltrada y erosión),

resulta el fenómeno macro de deslizamientos en masas de maicillo. En periodos de lluvias prolongadas o intensas, el agua que se infiltra eleva las presiones de poro dentro del talud, reduciendo la resistencia del suelo, por lo cual puede ocurrir un deslizamiento. En ocasiones el agua se infiltra en las estructuras relictas, generando zonas de debilidad preferente que pueden inducir fallas. Muchas laderas de maicillo que permanecieron estables durante años en clima seco, han colapsado en inviernos lluviosos excepcionales. Por ejemplo, la zona costera central ha visto derrumbes de cerros habitados durante temporales, destruyendo estructuras construidas en pendientes riesgosas. En el diseño geotécnico se deben considerar condiciones combinadas adversas, para evaluar la estabilidad de laderas en maicillo.

c) Presencia de diaclasas y discontinuidades:

Un factor geológico que influye en la estabilidad es la presencia de fracturas provenientes de la roca madre. Estas discontinuidades pueden quedar como planos de debilidad dentro del maicillo. Si están rellenas de arcilla o limo saturable, actuarán como superficies de deslizamiento preferenciales. Por otro lado, fracturas abiertas canalizan el agua al interior del talud, aumentando las presiones de poro localmente y generando sobresaturación interna (efecto grieta). Por ello, una cartografía geológica detallada de las discontinuidades heredadas en un talud de maicillo puede ayudar a identificar zonas críticas y orientar medidas de estabilización (por ejemplo, sellado de grietas, drenes subhorizontales en planos).

d) Otros problemas:

Si el agua escurre concentrada por canales en el subsuelo (por ejemplo, a través de grietas en maicillo), puede erosionar el material en la zona de influencia de una fundación.

De esta manera, y frente a estos riesgos, es clave abordar de manera integral un estudio geotécnico detallado; un diseño de sistema de drenaje robusto; la restricción de pendientes o estabilización de taludes; y, el control de la erosión.

En síntesis, los maicillos chilenos, como suelos residuales graníticos, combinan un origen geológico particular con un comportamiento geotécnico complejo. Son materiales abundantes en las laderas de la zona central del país, donde la expansión urbana y de infraestructura ha puesto de relieve la necesidad de comprenderlos y manejarlos adecuadamente.

Al final de este manual se expone el anexo complementario sobre la geología de maicillos en Chile.

2.4. FACTORES AMBIENTALES RELEVANTES Y RIESGOS GEOLÓGICOS

2.4.1. VEGETACIÓN Y SU ROL ESTABILIZADOR

a) Tipos de cobertura vegetal nativa y su efecto en la fijación:

La vegetación desempeña un papel crucial en la estabilidad superficial de dunas y suelos de maicillo. En los sistemas dunares costeros de Chile, especies como *Ambrosia chamissonis* y *Ammophila arenaria* han demostrado ser clave en la retención de sedimentos y en la formación de dunas embrionarias gracias a su sistema radicular denso y profundo (Parsons et al., 2022). Estas especies no solo fijan el sustrato, sino que también promueven la sucesión ecológica, facilitando la colonización por especies leñosas.

En los suelos de maicillo, típicos de terrazas aluviales y colinas del centro-sur de Chile, la presencia de arbustos como el quillay (*Quillaja saponaria*) y el litre (*Lithraea caustica*) han demostrado ser eficaces en la estabilización superficial de taludes, mediante sistemas radiculares que refuerzan la estructura del suelo y mejoran la infiltración (Díaz et al., 2019).

b) Impactos de la remoción de vegetación

La remoción de vegetación en zonas dunares y maicillosas tiene consecuencias directas sobre la estabilidad geomorfológica. Estudios en zonas costeras del Biobío y Valparaíso han demostrado, que la pérdida de cobertura vegetal provoca un aumento en la tasa de erosión eólica y en la exposición del sustrato a eventos climáticos extremos, lo que incrementa el riesgo de remociones en masa y subsidencia (González et al., 2020; Lara et al., 2017).

Además, la intervención antrópica mediante urbanización o apertura de caminos puede alterar los patrones de escurrimiento superficial, comprometiendo la estabilidad de taludes en terrenos dunares y maicillosos. La revegetación con especies nativas ha sido promovida como estrategia efectiva para restaurar la capacidad estabilizadora del suelo y reducir los procesos erosivos (FAO & MMA, 2021).

Esta estrategia se basa en el uso de plantas adaptadas a las condiciones edafoclimáticas locales, cuya estructura radicular mejora la cohesión del suelo y reduce su susceptibilidad a la erosión hídrica y eólica. Además, estas especies contribuyen a la formación de una cubierta vegetal continuo, que actúa como barrera física frente al viento y a la escorrentía superficial. La revegetación también promueve la recuperación de los procesos ecológicos, como la infiltración del agua, la retención de

sedimentos y la sucesión vegetal natural, consolidando así un sistema resiliente frente a perturbaciones climáticas y antrópicas superficiales (FAO & MMA, 2021).

Un caso de éxito destacado es el programa de recuperación de suelos degradados en la cuenca del río Itata, Región de Ñuble, donde se implementaron prácticas de revegetación con especies nativas en laderas de maicillo expuestas a procesos de erosión acelerada. El proyecto logró mejorar la estabilidad superficial de los suelos y reducir la pérdida de sedimentos durante eventos de lluvia intensa (INFOR, 2021).

2.4.2. INFLUENCIA DEL CAMBIO CLIMÁTICO

a) Proyección de aumento del nivel del mar y su impacto en las dunas costeras:

El aumento del nivel del mar es uno de los efectos más documentados del cambio climático global. Para Chile, las proyecciones realizadas por el IPCC (2021) y respaldadas por estudios del Ministerio del Medio Ambiente (Winckler et al., 2019; MMA, 2021), estiman un incremento entre 25 y 35 cm para fines del siglo XXI en la costa central bajo escenarios de emisiones moderadas, y hasta 74 cm en escenarios de altas emisiones. Este ascenso representa una amenaza directa para los sistemas dunares costeros, los cuales podrían experimentar una pérdida acelerada de volumen por erosión basal, afectando su función de barrera natural frente a marejadas, tormentas e inundaciones.

A medida que el mar avanza, las dunas quedan más expuestas a la acción directa de las olas, lo que puede inducir el colapso de sus frentes y la pérdida de biodiversidad asociada. Además, la intrusión salina resultante puede modificar la composición del suelo, afectando la regeneración de la vegetación nativa estabilizadora y dificultando procesos naturales de recuperación (IPCC, 2021; MMA, 2019).

b) Cambios en patrones climáticos que afectan la dinámica

El cambio climático también se manifiesta en la alteración de los patrones de temperatura, precipitación y viento, variables fundamentales para la dinámica de dunas y suelos de maicillo. En las últimas décadas, se ha observado una intensificación de las olas de calor, un aumento en la frecuencia de eventos extremos. (Dirección Meteorológica de Chile, 2023; Vásquez & Villarroel, 2020).

Estos cambios generan condiciones más secas que favorecen la erosión eólica, desestabilizando los sistemas dunares. Por otro lado,

las precipitaciones intensas concentradas en eventos cortos pueden causar procesos de remoción en masa sobre laderas de maicillo no estabilizadas. Además, las alteraciones en la dirección y velocidad de los vientos podrían modificar la morfodinámica costera, alterando los patrones de sedimentación y movilización de las dunas (Fernández-Montblanc, Duo & Ciavola, 2020).

En conjunto, estos efectos del cambio climático hacen urgente incorporar criterios de adaptación en la planificación territorial y en los proyectos de construcción sobre estos terrenos, priorizando enfoques basados en ecosistemas, monitoreo climático continuo y diseños resilientes (MMA, 2021).

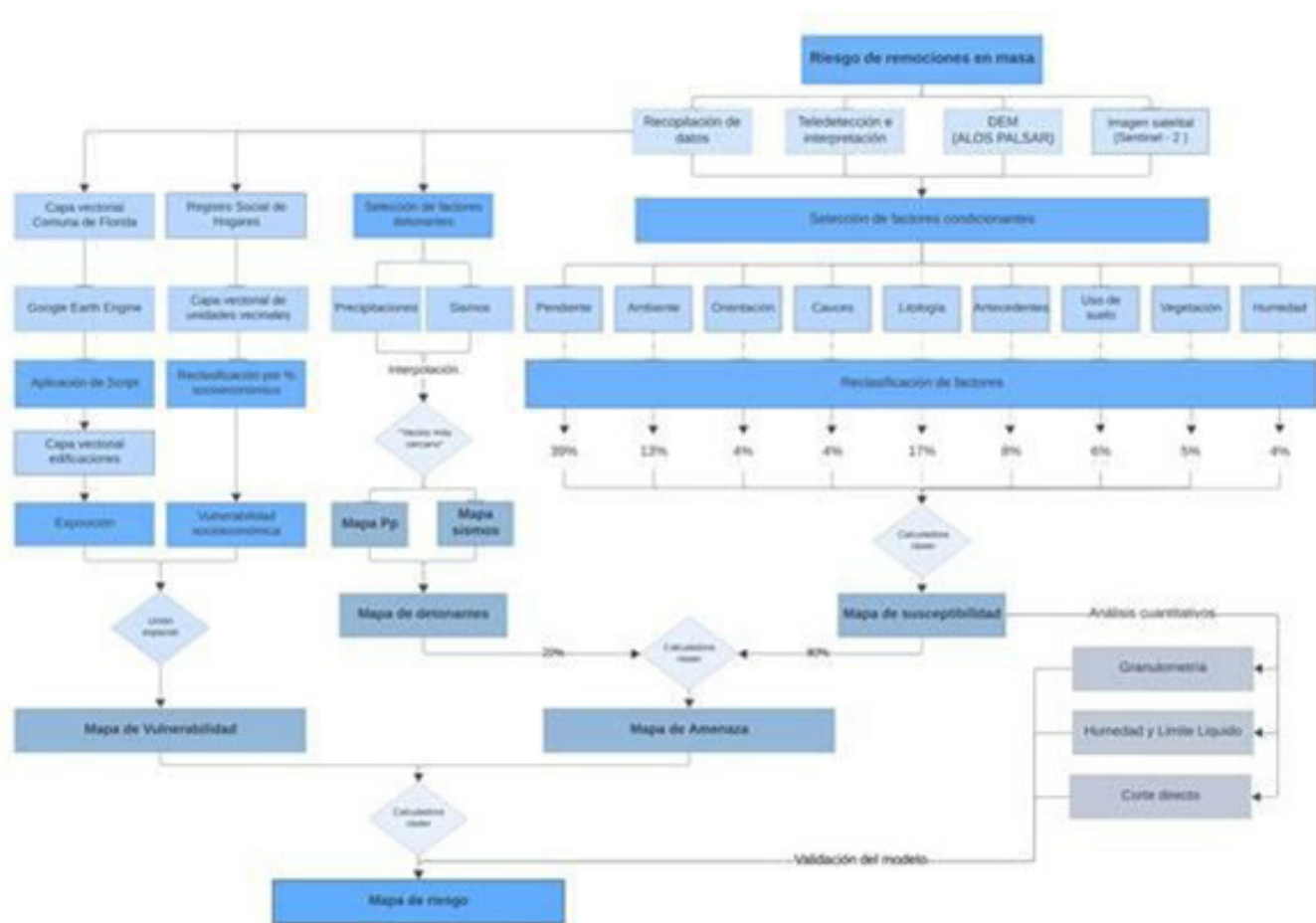
2.4.3. METODOLOGÍA PARA EVALUAR RIESGOS GEOLÓGICOS

2.4.3.1. ENFOQUE CONCEPTUAL Y DEFINICIONES CLAVE

La evaluación del riesgo geológico en contextos de dunas y suelos de maicillo requiere una aproximación integradora que articule factores físicos, ambientales y sociales. En este manual, se adopta una visión sistémica en la que el riesgo se entiende como el resultado de la interacción entre la amenaza natural y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, siguiendo los lineamientos establecidos por ONEMI (2017). Esta perspectiva permite identificar zonas de alta sensibilidad territorial y facilita la incorporación de criterios técnicos en la planificación urbana, ambiental y de infraestructura.

Definiciones clave (según ONEMI, 2017):

- **Amenaza:** Peligro latente de que un evento físico se presente con severidad suficiente para causar pérdidas.
- **Susceptibilidad:** Capacidad espacial de un terreno para experimentar una amenaza, influenciada por sus características intrínsecas y factores externos como cobertura vegetal o uso del suelo.
- **Exposición:** Presencia de población, infraestructura, medios de vida o ambiente en áreas potencialmente afectadas por amenazas.
- **Vulnerabilidad:** Fragilidad física, económica, social o ambiental que condiciona la capacidad de una comunidad para enfrentar impactos.
- **Riesgo:** Probabilidad de ocurrencia de pérdidas humanas, sociales, económicas o ambientales debido a la interacción entre amenaza y vulnerabilidad.



↑ **Figura 21:** Metodología MOP (2023); adaptada por Báez(2025) considerando el factor litológico como la variable condicionante principal, debido a la presencia de suelos categorizados como “depósitos semiconsolidados”.

2.4.3.2. IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS COMO DESLIZAMIENTOS Y COLAPSO

La construcción sobre dunas y suelos de maicillo implica una serie de riesgos geológicos, que deben ser identificados en etapas tempranas de planificación. Entre los principales se encuentran:

- Deslizamientos superficiales
- Colapsos localizados por socavamiento
- Densificación por vibración
- Subsistencia por compactación diferencial
- Erosión acelerada

En dunas, la alta porosidad, escasa cohesión y constante movilidad del sustrato generan inestabilidad, especialmente, ante intervenciones que alteran su morfología o cobertura vegetal. En suelos de maicillo, su comportamiento variable según humedad y pendiente representa un riesgo estructural considerable si no se estabilizan adecuadamente.

La identificación de estos riesgos debe realizarse mediante inspección geológica directa, levantamientos geomorfológicos de detalle, ensayos geotécnicos y análisis de pendientes combinados con modelos digitales del terreno. El cruce de esta información permite elaborar mapas de susceptibilidad y establecer zonas críticas para el diseño constructivo y la mitigación.

2.4.3.3. APLICACIÓN DE TECNOLOGÍAS DE ANÁLISIS GEOESPACIAL

Las tecnologías geoespaciales han transformado la evaluación de riesgo geológico al permitir análisis a múltiples escalas con alta resolución. El uso de modelos digitales de elevación (MDE) generados por fotogrametría aérea con drones o sensores LiDAR permite analizar con precisión las pendientes, escarpes activos y procesos erosivos. La teledetección mediante imágenes satelitales multitemporales facilita el monitoreo de cambios en la cobertura del suelo, la evolución de frentes dunares y la pérdida de vegetación estabilizadora.

Además, el análisis interferométrico SAR (InSAR) permite detectar movimientos milimétricos del terreno, útil en zonas susceptibles a subsidencia o deslizamientos lentos. Estas tecnologías, combinadas con sistemas de información geográfica (SIG), permiten implementar metodologías multicriterio para zonificación de riesgos, lo que aporta insumos fundamentales para decisiones de planificación territorial, diseño estructural adaptativo y gestión preventiva del riesgo.

Existen metodologías (de multicriterio) que incorporan factores ambientales, geológicos, geomorfológicos, geográficos y geotécnicos entre otros, lo cual permite realizar un análisis de riesgo de deslizamiento de las laderas teniendo en cuenta todos los factores presentes.

Las tecnologías geoespaciales han transformado la evaluación de riesgo geológico al permitir análisis a múltiples escalas con alta resolución.

2.4.3.4. METODOLOGÍA INTEGRADA PROPUESTA PARA ANÁLISIS DE RIESGOS ASOCIADOS DE DESLIZAMIENTOS EN DUNAS Y MAICILLOS

Se propone una metodología integrada para evaluar riesgo de deslizamientos en dunas y maicillos a partir de la revisión y adaptación de los enfoques propuestos por Lara (2007) en la cual se definen factores condicionantes los que son categorizados mediante el Proceso Analítico Jerárquico (AHP) y adaptada por Acuña et al. 2023 (MOP), Báez (2025) entre otros.

La aplicación de este enfoque a dunas y suelos de maicillo implica:

- Evaluar amenazas específicas como remociones en masa, erosión eólica, y colapso de laderas por socavamiento y/o una eventual licuación producto de saturación local.
- Determinar la exposición de elementos críticos (viviendas, rutas, equipamiento) mediante análisis SIG e interpretación satelital.
- Estimar la vulnerabilidad estructural y social del entorno, usando variables como materialidad de las construcciones, densidad poblacional y grado de pobreza.

Esta metodología se estructura en 6 etapas principales:

Etapas 1: Inventario y delimitación territorial

- Definir el área de estudio considerando la presencia de dunas activas, dunas estabilizadas y laderas con maicillo.
- Recopilar registros históricos de remociones en masa, subsidencia o erosión mediante catastros, imágenes satelitales e informes técnicos.

Etapas 2: Determinación de factores condicionantes (susceptibilidad)

- **Variables consideradas:** La identificación de los factores condicionantes se basa en criterios geomorfológicos, geológicos, antrópicos, climáticos y vegetación. Estos se seleccionan a partir de revisiones bibliográficas (Lara, 2007; Acuña et al. 2023 (MOP); Báez 2025) y adaptaciones locales, considerando características específicas del terreno como:
 - i. **Pendiente del terreno:** influye directamente en la fuerza gravitacional sobre el material.
 - ii. **Orientación:** afecta la insolación y la evapotranspiración, modificando el régimen hídrico.

iii. Litología: materiales como arenas sueltas o maicillos determinan la cohesión del suelo.

iv. Cobertura vegetal: la vegetación estabiliza el terreno y reduce el impacto de la lluvia.

v. Uso del suelo: superficies impermeables o alteradas modifican la escorrentía.

vi. Proximidad a cursos de agua: zonas cercanas a quebradas, drenajes o cauces son más susceptibles a erosión lateral o socavamiento.

- **Transformación a capas raster y normalización:** Cada variable se convierte en un raster geoespacial que representa su distribución espacial. Se reclasifican a una escala común (por ejemplo 0 a 1 o 1 a 5) para hacerlas comparables. Esto permite superponer y combinar información diversa dentro de un entorno SIG.

- **Aplicación de AHP (Analytic Hierarchy Process):** basado en juicio experto, se compara cada variable con las demás por pares, generando una matriz de pesos que refleja su importancia relativa.

En la siguiente tabla se presenta ejemplo del detalle de los factores condicionantes definidos por Acuña et al. 2023 (MOP) para la zonificación de la susceptibilidad de remoción en masa en la región del Biobío.

Parámetro	% máx. por parámetro	Factor	Escala	% Máx.	Especificación	Rangos / Categorías	% por rango
Geomorfología	60%	Pendiente (F1)	1:10.000	30%	Altas pendientes potencian la generación de varios tipos de remoción en masa, en favor de la fuerza gravitatoria (Muñoz, 2013).	Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	30% (25-30°) / 10% (15-25°) / 8% (5-15°) / 2% (0-5°)
		Ambiente (F2)	1:10.000	13%	Estudio geomorfológico de características superficiales del suelo y relación con estructuras geológicas.	Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	13% (Acanalado) / 10% (Cordillera de la costa y macizo rocoso) / 8% (Dunas, terrazas y llanuras fluviales) / 2% (Cuerpos lacustres y humedales)
		Orientación (F3)	1:10.000	4%	Para esta zona, presentan exposición alta laderas orientadas al oriente; exposición media al sur-sureste.	Muy alto / Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	4% (N) / 3% (E) / 2% (S) / 1% (W) / 0% (Plano)
		Cauces (F4)	1:10.000	4%	Se consideran redes de drenaje y cauces.	Alto / Medio / Bajo	4% (Presente) / 2% (Redes discontinuas) / 0% (No presenta)

Parámetro	% máx. por parámetro	Factor	Escala	% Máx.	Especificación	Rangos / Categorías	% por rango
Geología y geotecnica	17%	Litología (F5)	1:50.000	17%	Composición o tipo de formación geológica.	Alto / Medio / Bajo	17% (Depósitos no consolidados o semi-consolidados) / 10% (Sedimentario) / 8% (Metamórfico) / 4% (Volcánico-intrusivo)
Antecedentes	8%	Antecedentes (F6)	1:10.000	8%	Registro histórico de remociones en masa por área.	Alto / Medio / Bajo	8% (Presente) / 4% (Aledañas) / 0% (No presenta)
Antrópico	6%	Uso de suelo (F7)	1:10.000	6%	Uso de suelo antrópico, como áreas urbanas, vegas agrícolas, humedales, bosques, entre otros.	Muy alto / Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	6% (Urbano) / 4% (Terrenos agrícolas) / 2% (Áreas forestales) / 1% (Áreas naturales intervenidas) / 0% (Cuerpos lacustres y humedales)
Clima y vegetación	9%	Vegetación (F8)	1:10.000	3%	La cobertura vegetal puede reducir la probabilidad de remociones por consolidación del material superficial.	Muy alto / Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	3% (Vegetación densa) / 2% (Vegetación media) / 1% (Vegetación baja) / 0% (Sin vegetación)
		Humedad (F9)	1:10.000	4%	Sectores con mayor humedad podrían estar afectados por saturación o grado de meteorización del sustrato (Muñoz, 2013).	Muy alto / Alto / Medio / Bajo / Muy bajo	4% (Muy húmedo) / 3% (Húmedo) / 2% (Intermedio) / 1% (Seco) / 0% (Muy seco)

↑ **Tabla 3:**
Detalle de los factores condicionantes definidos por Acuña et al. 2023 (MOP) para la zonificación de la susceptibilidad de remoción en masa en la región del Biobío.

- **Generación del mapa de susceptibilidad:** El índice final, resultado de la suma ponderada de capas normalizadas, se clasifica en cinco niveles: muy baja, baja, media, alta y muy alta susceptibilidad. Este mapa permite identificar zonas críticas y orientar el diseño de medidas de mitigación o restricción al uso del suelo.
- **Análisis de factores detonantes:**
 - Considerar precipitaciones máximas en intervalos críticos (ej. 10 días) y eventos sísmicos históricos (magnitud >5,5).
 - Asignar pesos relativos (ej. 70% lluvia - 30% sismo) según contexto geológico y antecedentes.
 - Interpolación de datos y clasificación en niveles de detonancia.

Etapa 3: Construcción del índice de amenaza

- Combinar el mapa de susceptibilidad con el de detonantes:

Amenaza = $0,8 \times \text{Susceptibilidad} + 0,2 \times \text{Detonancia}$ (ponderación definida por Báez 2025, priorizando el control geomorfológico del terreno (80%) sobre los eventos desencadenantes (20%)).

- Generar mapa de amenaza como insumo para fases posteriores.

Etapas 4: Evaluación de exposición

- Identificar edificaciones, infraestructura crítica y población mediante SIG y análisis de imágenes satelitales (ejemplo: Sentinel-2, Maxar).
- Aplicación de Deep Learning o interpretación visual para zonas con escasa información catastral.

Etapas 5: Evaluación de vulnerabilidad

- Incorporar variables socioeconómicas: nivel de ingresos, materiales de construcción, acceso a servicios, edad y densidad poblacional.
- Uso del Registro Social de Hogares (RSH) y unidades vecinales como unidades base.
- Generación de un mapa de vulnerabilidad normalizado.

Etapas 6: Construcción del índice de riesgo

- Integrar amenaza, exposición y vulnerabilidad mediante una matriz de riesgo cualitativa o una fórmula compuesta: $\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Exposición} \times \text{Vulnerabilidad}$
- Clasificación en niveles (bajo, medio, alto, crítico).
- Validación cruzada con eventos históricos y análisis geotécnico: ensayos sugeridos: humedad, granulometría, límite líquido, corte directo, cohesión, ángulo de fricción, entre otros.

Este enfoque permite adaptar la evaluación del riesgo a condiciones específicas de dunas costeras (alta movilidad, escasa cohesión) y maicillos (baja estabilidad hídrica, vulnerabilidad topográfica), integrando herramientas SIG y estadística.

2.5. ANEXO: MAPA INTERACTIVO

Guía de Uso de Mapa Interactivo de Dunas de Chile – Piloto (Arancibia, Lemunao & Sanhueza, 2025)

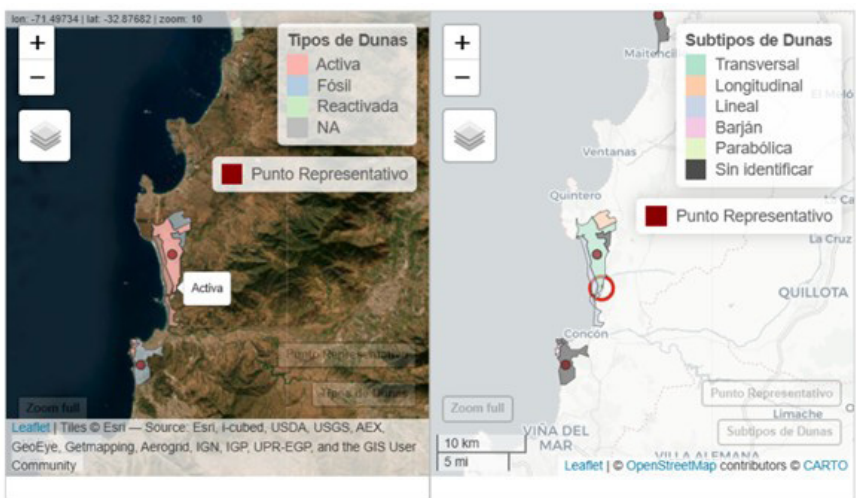
I. Descripción general

El presente mapa interactivo de dunas de Chile (Figura 23) constituye un insumo complementario del estudio “Marco Geológico para la Construcción en Dunas Costeras y Laderas Conformadas por Maicillos en Chile” (Contexto Geológico de las Dunas Costeras).

El mapa permite explorar y analizar la distribución geográfica de un grupo de dunas a lo largo del país (plan piloto), incorporando información detallada sobre tipos y subtipos de dunas, principalmente. Esta visualización interactiva apoya la comprensión de la morfología, extensión y grado de estabilidad de los sistemas dunares, complementando los antecedentes geológicos y geomorfológicos presentados anteriormente.

La información disponible incluye:

- **Polígonos de dunas**, con atributos como nombre, tipo, subtipo, uso, estado, superficie estimada, características y referencias de georreferenciación.
- **Puntos representativos de cada duna**, facilitando el acceso y visualización de éstas.



← **Figura 22:**
Mapa interactivo dunas chilenas (plan piloto)

II. Cómo usar la página:

Siguiendo los pasos mencionados a continuación, se puede acceder a la información de las dunas chilenas:

- Descargar el archivo HTML desde la carpeta en la cual se encuentra alojado (Nombre del Archivo: MapaDunas_Piloto.html).
- Guardar el archivo en una carpeta fácil de localizar en la computadora (por ejemplo, Documentos/MapaDunas).
- Navegar hasta la carpeta donde se guardó el archivo. Hacer doble clic sobre Mapa_Dunas.html para abrirlo en el navegador web predeterminado. El mapa se cargará automáticamente y se verán dos mapas sincronizados: uno por Tipo de duna (mapa izquierdo) y otro por Subtipo de duna (mapa derecho).
- Navegar por el mapa:
 - a. **Acercar o alejar:** Usar la rueda del ratón o los botones + y - en la esquina superior izquierda.
 - b. **Mover el mapa:** Hacer clic y arrastrar el mapa con el cursor para explorar diferentes zonas.
 - c. **Reiniciar la vista:** Para volver a la vista inicial, recargar la página.
- Explorar capas: En la esquina superior izquierda se encuentra el control de capas (ícono de capas o layers). Hacer clic para desplegar las capas disponibles (Figura 24).
- Activar o desactivar capas según lo que se quiera ver:

Figura 23: →

Exploración de capas para obtener distintas visualizaciones del mapa



- Consultar información de cada duna: Hacer clic sobre un polígono o un punto. Se abrirá un popup con información detallada (Figura 25):
 - a. Nombre de la duna
 - b. Tipo y subtipo
 - c. Uso y estado
 - d. Superficie
 - e. Características
 - f. Imagen de referencia (si está disponible)
 - g. Fuente de información



← **Figura 24:**
Información duna plan piloto

***Consejo:** Los popups están optimizados para visualizar toda la información sin necesidad de hacer scroll excesivo.

- Usar los mapas sincronizados. Los dos mapas (por Tipo y Subtipo) están sincronizados: Al mover o acercar un mapa, el otro se mueve automáticamente para que se puedan comparar zonas y categorías de dunas fácilmente. Esto permite visualizar de manera simultánea tipos y subtipos en la misma región.
- Herramientas adicionales.
 - » **Leyenda:** Cada mapa tiene su leyenda indicando colores y categorías.
 - » **Control de capas:** Se puede mostrar u ocultar capas de polígonos y puntos según las necesidades.

- » **Zoom a zona específica:** Hacer doble clic sobre un área para acercar automáticamente.

III. Consideraciones metodológicas:

La información presentada en este mapa interactivo corresponde a un insumo preliminar y exploratorio, cuyo objetivo principal es apoyar el estudio del Marco Geológico para la Construcción en Dunas Costeras y Laderas Conformadas por Maicillos en Chile. Para generar esta base, la delimitación de cada duna se realizó mediante una metodología mixta, que combinó la revisión de información bibliográfica disponible con la interpretación técnica. Este enfoque fue especialmente relevante en aquellos casos donde las fuentes consultadas presentaban imágenes referenciales o esquemas que no reflejaban con precisión la realidad actual de cada zona.

A partir de estas delimitaciones, se calculó la superficie de cada duna, valor que se muestra en el popup correspondiente. Es importante considerar que, esta superficie corresponde a un cálculo estimado, basado en el área del polígono en el sistema geoespacial, y no a una medición oficial. Por ello, los valores pueden variar debido a factores como la resolución de la cartografía base, ajustes geométricos o cambios naturales en la morfología de las dunas. En este sentido, estos datos son útiles para análisis exploratorios y comparativos, pero no deben emplearse con fines legales, administrativos o de planificación definitiva.

Por último, la clasificación de los tipos de dunas (activa, fósil, reactivada o no identificada) se realizó en base a la fuente bibliográfica específica asociada a cada polígono, la cual se indica en el campo correspondiente de los atributos. Mientras que, para los subtipos de dunas, su identificación se efectuó mediante una metodología mixta, que combinó la revisión de literatura técnica con la interpretación visual realizada por personal especializado. Dado que esta información no corresponde a una clasificación oficial estandarizada, podrían existir variaciones o ajustes en futuras actualizaciones, especialmente, a medida que se incorporen nuevos datos o se desarrollen estudios de mayor detalle.

CAPÍTULO 3

**RECOMENDACIONES
EXPLORACIÓN Y
GEOTECNIA
CONSTRUCCIÓN EN
LADERAS DE DUNAS
Y MAICILLOS**

3. RECOMENDACIONES EXPLORACIÓN Y GEOTECNIA CONSTRUCCIÓN EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS

3.1. EXPLORACIÓN, MUESTREO Y ENSAYOS

La exploración geotécnica y los ensayos de laboratorio que se indican en este documento son complementarios a lo establecido en todas las normas chilenas vigentes que incluyan criterios de exploración y ensayos geotécnicos, así como aquellas asociadas a la caracterización sísmica de los sitios.

Se debe considerar que la exploración en este tipo de suelo corresponde a terrenos en ladera y que habitualmente se presentan sueltos en superficie en caso de dunas.

3.2. EXPLORACIÓN EN LADERAS DE DUNAS

Una de las características a tener presente en la exploración es que las dunas en general presentan una zona superficial más suelta y una zona profunda más densa. En general, las edificaciones con 3 o menos pisos normalmente se apoyan en la zona más superficial mientras que edificios con subterráneo tienden a fundarse en zona más profundas de mayor competencia geotécnica.

3.2.1. EXPLORACIÓN CON SONDAJES

3.2.1.1. ZONA SUPERFICIAL DE BAJA COMPACIDAD

La parte superficial de las dunas, por tratarse de depósitos arenosos de espesor variable, con bajo o nulo contenido de finos, normalmente con baja humedad a casi seco y alta permeabilidad, deben explorarse con métodos que no usen agua como líquido de perforación para no alterar su estructura, la que puede conducir a interpretaciones erróneas.

Para la parte superficial, el empleo de agua en sondajes y calicatas en este tipo de suelos puede producir densificación y alteración de sus parámetros de resistencia por lo que se recomienda evitar el empleo de agua.

En caso de dunas con contenido de sales solubles, el empleo de agua produce la disolución de éstas llevando a resultados erróneos en la determinación de su contenido.

Es recomendable el empleo de sondajes con Piezocono Eléctrico o CPT (NCh3809), el que permite determinar diversos parámetros geotécnicos sin el empleo de agua y en forma muy detallada en profundidad. La desventaja de este sistema es que no permite la obtención de muestras de suelo. Su ventaja es la estimación cada 5 cm del ángulo de fricción, cohesión, densidad relativa, módulo de elasticidad, etc. Además, si se adiciona un sensor sísmico puede medir las velocidades de ondas de corte en profundidad.

3.2.1.2. ZONA DE MAYOR COMPACIDAD

Es posible el uso de perforación a rotación diamantina y la medición del ensayo de Penetración Estándar SPT (NCh3364). La ventaja de este método es que puede llegar a mayores profundidades que el sondaje CPT y eventualmente es posible obtener muestras alteradas con cierto porcentaje de éxito, aunque no siempre es posible.

Otro método de exploración es el DPSH (Dynamic Probing Super Heavy o "Sondeo Dinámico Súper Pesado") que es similar al SPT pero es a través de la hincada de una barra cónica que no permite la extracción de muestras.

Se debe contar con accesos adecuados que faciliten el ingreso del operador a la estación de trabajo y zonas en las que deba llevar un mantenimiento rutinario. Se debe realizar en caso necesario un proyecto de diseño para mitigar el efecto del barro en los medios de acceso. Si se requiere trabajos de sondeo o sondajes a rotación es deseable contar con una plataforma plana en terreno y el espacio necesario para que el equipo montado en la máquina de sondaje pueda perforar el suelo en la profundidad deseada. En muchos casos puede ser necesario realizar una instalación de faenas y disponer de una zona de acopio de muestras para envío a laboratorio para ensayos geotécnicos, el acopio para las camisas de tubos shelby, y la disposición de elementos complementarios como coronas o equipos complementarios de geofísica. En máquinas con marcos y en el articulado propiamente tal, la posición de dirección debe contemplar un espacio libre mínimo de 150 mm para las extremidades inferiores que se dará entre las estructuras o componentes con movimiento relativo existentes en el camino y de los sistemas de acceso a la estación del operador. Se debe cumplir con la norma ISO 2867:1994 que establece los requisitos dimensionales de los accesos al puesto de trabajo del operador y a puntos de trabajo de mantenimiento estando una máquina estacionada. Se debe considerar según la norma los requisitos de las salidas de emergencia, estipulándose que su ubicación se debe considerar en un lado que no sea el de la apertura principal.

3.2.2. CALICATAS DE EXPLORACIÓN

El empleo de pozos o calicatas en arenas debe ser siempre con una entibación adecuada y calculada adecuadamente (respaldada con una memoria de cálculo) ya que los empujes laterales crecen potencialmente con la profundidad. Se recomienda que la exploración con calicatas se use para profundidades no mayores a 5 m.

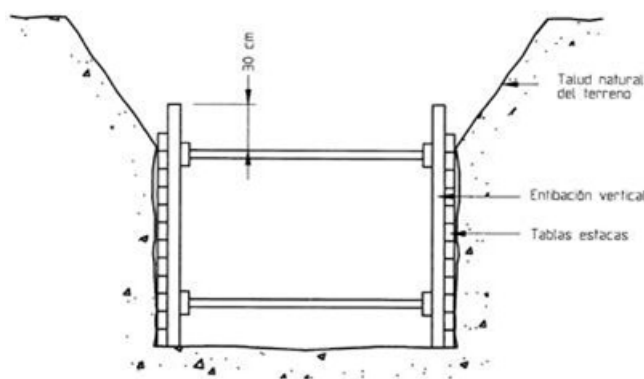
Es fundamental la seguridad en este tipo de exploración y por lo tanto se debe cumplir al menos lo establecido en la norma NCh349.

La ventaja de este sistema es la obtención de muestras de suelo, sin embargo, su obtención no carece de ciertas complejidades al tener que cortar ciertas secciones de la entibación para obtenerlas. Lo recomendable es ir obteniéndolas del piso de excavación en la medida que se avanza en profundidad. No obstante, debe quedar estrictamente prohibido su humectación o riego en el proceso de excavación y muestreo.

Si se define la ejecución de calicatas debe respetarse la NCh349 y en caso de inestabilidad realizar calicatas entibadas si es la forma de muestreo requerida.

Figura 25: →

Exploración de capas para obtener distintas visualizaciones del mapa



3.2.3. GEOFÍSICA DE EXPLORACIÓN

El empleo de exploración indirecta como es el uso de métodos geofísicos debe ser considerada una alternativa complementaria a la exploración directa a través de sondajes y calicatas. Este tipo de exploración se regirá por la norma NCh3793:2025 - Obtención de parámetro V_s y T_g basado en técnicas de ondas de superficie para clasificación sísmica de sitios. Los métodos geofísicos pueden ser usados como la investigación principal en etapas tempranas de un proyecto o en etapa de factibilidad, pero en etapas avanzadas siempre deben ser la exploración directa la

que defina las propiedades geotécnicas del sitio.

Dentro de los métodos geofísicos adecuados a emplear en exploración de laderas mayor a 10° de inclinación del talud están:

3.2.4. MÉTODOS SÍSMICOS

3.2.4.1. REFRACCIÓN SÍSMICA

Se utiliza para determinar la profundidad y las velocidades de propagación de ondas de los estratos de suelo y/o roca mediante la propagación de ondas de cuerpo. Se recomienda realizar trazado de las líneas sísmicas con toda su extensión siguiendo aproximadamente una misma curva de nivel (perpendicular a la dirección de máxima pendiente del talud) y generando la fuente activa (golpe de mazo, explosivos, disparo, entre otros) en ambos extremos. También es posible el trazado de las líneas sísmicas con trazado en sentido de la pendiente del talud, teniendo la precaución de realizar todas las correspondientes correcciones por inclinación de la ladera (topográficas) y de los subestratos (ver Hack, R. (2000). Geophysics for slope stability. Surveys in geophysics, 21(4), 423-448.), siendo fundamental la generación de fuente activa en ambos extremos golpe de mazo, explosivos, disparo, entre otros).

3.2.4.2. CROSSHOLE (CH)

Miden directamente las velocidades de propagación de ondas de corte y compresión entre puntos perforados. Se deben atender las recomendaciones de la norma ASTM D-4428. En este tipo de exploración cada perforación (sondaje) se realiza sobre una plataforma aproximadamente horizontal. La distancia entre emisor y receptor en esta técnica de exploración es de típicamente algunos metros, por lo cual no existe una restricción sobre la orientación el eje emisor-receptor con respecto a la pendiente de la ladera, en tanto se realice dentro del área de la plataforma.

Se requiere perforar al menos dos pozos, pero es recomendable al menos tres (uno de fuente y dos de recepción). Mantener alineamiento y separación constante entre pozos (generalmente 3-5 m). Verificar la verticalidad para evitar errores en la distancia real entre emisores y receptores.

Se recomienda usar una fuente repetible y controlada (martillo instrumentado, pistón neumático, martillo de caída con sensor de disparo). Asegurar un buen acoplamiento con la pared del pozo. Utilizar geófonos o acelerómetros triaxiales de fondo de pozo con sistema de

fijación neumática o mecánica. Verificar calibración y orientación de ejes.

Registrar a intervalos de profundidad regulares (típicamente cada 1-2 m). Repetir disparos para mejorar la relación señal/ruido y mejorar la repetibilidad.

Para la interpretación de las señales se deben emplear técnicas consistentes de picking (primera llegada manual + corroboración automática), analizar la coherencia de velocidades entre pozos y profundidades. Ajustar tiempos de arribo considerando posibles desviaciones en la verticalidad (registrada durante la ejecución) y separación real de pozos. Revisar la linealidad de la curva tiempo-distancia (t-x).

Es muy recomendable comparar con velocidades de otras pruebas (p.ej. DH, MASW).

Una variante del cross-hole donde los receptores y la fuente se instalan en sondajes poco profundos ejecutados mediante tecnología de penetración directa (direct push) es el DPCH (direct push cross-hole), sin necesidad de perforaciones convencionales. Estos se pueden realizar utilizando equipos de CPTu sísmicos adaptados para ello, son de alta resolución pues evitan los problemas como los asociados a mal acoplamiento, pero están limitados en profundidad.

3.2.4.2.1. DOWNHOLE (DH)

Miden directamente las velocidades de ondas de corte y compresión con un emisor en superficie y receptores al interior de un sondaje perforado. Se deben atender las recomendaciones de la norma ASTM D-7400. Esta medición también se puede realizar junto a la ejecución de sondajes CPT con el sensor sísmico, denominado SCPT o CPTs. Este tipo de exploración se realiza sobre una plataforma aproximadamente horizontal. La distancia entre emisor y receptor en esta técnica de exploración es de típicamente algunos metros, por lo cual no existe una restricción sobre la orientación el eje emisor-receptor con respecto a la pendiente de la ladera, en tanto se realice dentro del área de la plataforma. Se recomienda realizar mediciones en sentido paralelo y perpendicular a la pendiente de la duna.

3.2.4.2.2. MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

Analiza las ondas superficiales para obtener el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) del subsuelo.

En sitios con pendiente, es posible utilizar este método, pero con ciertos

cuidados: efectos 2D/3D (topografía y variación lateral) que pueden sesgar la curva de dispersión y, por ende, subestimar o sobreestimar V_s si se interpreta con supuestos 1D.

Si se usan distancias proyectadas en horizontal en vez de la distancia real sobre el terreno, se introduce un error de fase. La inclinación puede inducir modificación en los modos de la onda de Rayleigh y por lo tanto tener velocidades de fase distintas “hacia abajo” que “hacia arriba”.

Se recomienda utilizar arreglos densos (~2 m); levantar XYZ de geófonos y fuentes; usar distancia sobre terreno en el procesamiento (no proyectada); contrastar con métodos independientes como CH, DPCH, DH o la estratigrafía del sondaje; utilizarlo en terrenos con pendientes suaves (< 15 a 20°); disponer el arreglo a lo largo de la curva de nivel cuando el objetivo sea un V_s “representativo” sin sesgos 2D.

3.2.4.2.3. SASW (SPECTRAL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

Similar al MASW, pero usa menos equipos para perfiles más simples. Se recomienda usar múltiples pares/espaciamientos: regla práctica separación entre receptores $\approx 0.5-1.0 \cdot \lambda_{\min}$, y apertura $\geq 3-4 \cdot \lambda_{\max}$ (pero no tan larga que abarque cambios laterales/topográficos significativos). Mantener un azimut constante del arreglo respecto a la ladera.

3.2.4.2.4. REMI (REFRACTION MICROTREMOR)

Evalúa las ondas de corte en el suelo mediante microtremor.

El uso de arreglos lineales, como en el caso del método Refraction Microtremors (ReMi), no se aconseja debido a que suponen una distribución homogénea e isotrópica de las fuentes sísmicas pasivas alrededor del sitio o fuentes pasivas alineadas con la dirección del arreglo.

Como no es posible verificar este supuesto, los resultados pueden estar fuertemente sesgados en caso de una distribución de fuentes no homogéneas alrededor del sitio o la propagación de frentes de onda no alineados con el arreglo.

3.2.4.3. MÉTODOS ELÉCTRICOS

3.2.4.3.1. TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA (ERT)

Permite obtener un modelo 2D o 3D de la distribución de resistividades del terreno. La tomografía de resistividad eléctrica (ERT) es válida

en laderas para exploración geotécnica, siempre que se modele la topografía, controlen efectos 2D/3D y calibre con datos geotécnicos. Es especialmente útil para mapear humedad, espesores de coluvio/roca meteorizada, contactos roca-suelo, zonas de arcillas y estructuras asociadas a inestabilidad.

3.3. ENSAYOS PARA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LADERAS DE DUNAS

La caracterización geotécnica de los depósitos de dunas, que corresponden a arenas no plásticas, habitualmente mal graduadas con bajo contenido de fines y que suelen clasificar como SP, los ensayos que mejora permiten su caracterización son los siguientes:

3.3.1. ENSAYOS IN-SITU

Los ensayos in situ son esenciales para la evaluación de las propiedades geotécnicas de los suelos dunares, los cuales se caracterizan por una alta porosidad, baja cohesión y una considerable susceptibilidad al colapso ante perturbaciones o saturación. A continuación se presentan recomendaciones específicas para cada metodología de ensayo:

3.3.1.1. DENSIDAD IN-SITU POR EL MÉTODO DEL CONO DE ARENA

Este método se utiliza para determinar el peso unitario seco del suelo en campo, aunque presenta limitaciones en suelos dunares debido a la alta permeabilidad y el bajo contenido de finos. La baja cohesión puede generar inestabilidad durante la excavación, especialmente en arenas sueltas y secas. Se sugiere emplearlo principalmente en arenas moderadamente densas o cementadas; para otros tipos de suelos, es conveniente considerar métodos alternativos como el densímetro nuclear o el reemplazo con agua.

3.3.1.2. DENSIDAD IN SITU MEDIANTE DENSÍMETRO NUCLEAR

Esta técnica resulta altamente recomendable en arenas sueltas y secas, ya que elimina la necesidad de excavación manual y permite mediciones rápidas y continuas tanto de la densidad húmeda como seca, así como de la humedad natural del suelo. Es imprescindible contar con autorización para el manejo de fuentes radiactivas y disponer de una superficie relativamente horizontal y estabilizada. Se aconseja validar la calibración mediante ensayos tradicionales en puntos de control representativos.

3.3.1.3. DENSIDAD IN SITU – MÉTODO DE REEMPLAZO CON AGUA

Constituye una alternativa viable cuando no es posible aplicar el cono de arena, especialmente en arenas no cohesivas. Sus ventajas incluyen la independencia de la presencia de finos para estabilizar las paredes de la excavación y la posibilidad de empleo en suelos sueltos donde ocurre caída de material. No obstante, requiere equipo especializado (balanza de precisión, bolsa estanca) y demanda mayor tiempo de ejecución y control sobre posibles pérdidas de agua.

3.3.1.4. ENSAYO DE PLACA DE CARGA VERTICAL

Permite la estimación del módulo de reacción del suelo (k) y su deformabilidad frente a cargas verticales. Se recomienda el uso de placas circulares de 30 a 60 cm de diámetro, aplicando cargas en incrementos escalonados y registrando las deformaciones mediante comparadores. Este ensayo es particularmente útil en zonas destinadas a fundaciones superficiales. Cabe advertir que en arenas muy sueltas el asentamiento inicial puede ser elevado y no reflejar la condición postcompactación.

3.3.1.5. ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL EN CALICATAS O ZANJAS ENTIBADAS:

Este método posibilita la evaluación de la deformabilidad lateral del terreno, siendo adecuado para estimar parámetros de reacción horizontal en muros de contención o pilotes, así como para evaluar la rigidez del suelo frente a empujes pasivos. Debe efectuarse en zanjas entibadas con geometría controlada, aplicando el empuje lateral mediante un gato hidráulico contra una reacción firme y empleando elementos de transmisión rígidos para asegurar una distribución uniforme de la carga.

3.3.1.6. PRESIÓMETRO

Instrumento empleado para medir la deformabilidad y resistencia lateral del suelo en condiciones naturales, resultando especialmente útil en arenas densas o parcialmente cementadas. Entre sus ventajas destaca la obtención directa del módulo presiométrico, el límite elástico y la presión de hundimiento. Se recomienda su aplicación en arenas con cierto grado de cementación o comportamiento dependiente del confinamiento. Es fundamental realizar la inserción de la sonda cuidadosamente para evitar disturbios en el terreno, considerando el uso de una guía previa o tubo de acero de encamisado en el caso de arenas sueltas, dada la mayor complejidad en la ejecución.

Este ensayo no siempre se puede realizar debido al derrumbe de las paredes por su falta de humedad, finos y/o cohesión.

3.3.2. ENSAYOS EN LABORATORIO

3.3.2.1. ENSAYOS EN LABORATORIO PARA SUELOS DE DUNAS

Los suelos dunares presentan una composición predominantemente arenosa, con bajo o nulo contenido de finos y una estructura suelta en superficie. Para su adecuada caracterización geotécnica en laboratorio, se recomiendan los siguientes ensayos, con sus respectivas consideraciones:

3.3.2.2. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

- Granulometría por tamizado seco (ASTM D6913 / NCh1515): Método principal para arenas. Permite identificar la distribución de tamaños y clasificación SUCS (generalmente SP o SW).
- Análisis de finos por hidrómetro (ASTM D4221 / NCh1516), si existe contenido significativo (<15%): Solo si se sospecha presencia de limo o arcilla por observación.

3.3.2.3. DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA DE ARENAS

- (ASTM D4253 / NCh2257/1 y ASTM D4254 / NCh2257/2): Obligatorio para suelos con menos de 12% de finos.
- Permite estimar la densidad relativa (D_r) del suelo en estado natural, parámetro clave para evaluar licuación, asentamientos y capacidad de soporte.

3.3.2.4. ENSAYO PROCTOR

- (ASTM D698 / NCh1534/1 y ASTM D1557 / NCh1534/2): Aplicable solo si el contenido de finos >7%.
- En suelos dunares, usualmente mal graduados y con escasa cohesión, este ensayo puede no ser representativo.
- Puede usarse como guía en casos de mezclas artificiales (duna + estabilizante o suelo seleccionado) en rellenos compactados.

3.3.2.5. CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO)

- (ASTM D1883 / NCh1519): Recomendado para evaluar la capacidad de soporte en pavimentos o plataformas temporales.

- No representativo para fundaciones estructurales profundas.

3.3.2.6. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE

- Corte Directo (ASTM D3080 / NCh1535):
- En probetas remoldeadas a densidad natural.
- Recomendable usar muestras compactadas a distintas densidades para simular condiciones reales de terreno.
- Triaxial Consolidado Drenado (CD) o Consolidado No Drenado (CU) con medición de presión de poros:
- (ASTM D4767 / NCh1536): Para arenas limpias, el triaxial CD entrega una mejor estimación del ángulo de fricción efectivo (ϕ').
- Ensayo crítico en casos de estudios de estabilidad de laderas y diseño sísmico.

3.3.2.7. PERMEABILIDAD

- (ASTM D2434 / NCh1518): Ensayo de permeámetro de carga constante, ideal para suelos granulares no cohesivos.
- Fundamental para definir comportamiento hidráulico, infiltración, drenaje y riesgos de socavación o pérdida de presión de poros.

3.3.2.8. DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS (GRAVEDAD ESPECÍFICA)

- (ASTM D854 / NCh1520): Determinación de la gravedad específica (G_s) para calcular vacíos y otros parámetros volumétricos.
- Relevante en análisis de densidad relativa y comportamiento post-licuación.

3.3.2.9. ENSAYO DE HUMEDAD NATURAL

- (ASTM D2216 / NCh1517): Aunque los suelos dunares son generalmente secos, la determinación precisa de la humedad natural permite estimar la variabilidad del terreno y su sensibilidad a cambios de humedad.

3.3.2.10. CONSIDERACIONES ADICIONALES

- Ensayos deben realizarse en condiciones que simulen el estado in situ: si se conocen densidades o humedades naturales, se deben remoldear las probetas a esas condiciones.

- Evitar el secado al horno en muestras representativas de estructuras naturales parcialmente cementadas (si existiera cementación ligera).
- Para análisis de estabilidad, complementar con ensayos sísmicos o dinámicos si se prevé riesgo de licuación o vibración inducida.

3.4. EXPLORACIÓN EN LADERAS DE MAICILLO

La evaluación de las propiedades geotécnicas en laderas maicillos es una tarea compleja debido a que estas formaciones de suelos son un producto de los procesos de meteorización física y química de la roca, en particular de rocas de tipo granodioritas.

La descomposición en el sitio de la roca parental y de los minerales de la roca producen un comportamiento mecánico muy distinto del que presentan los suelos transportados, debido a una o más de las siguientes razones:

- Puede mantener planos de clivaje o diaclasas de la roca granítica de origen los que en ocasiones se encuentran arcillizados, constituyendo planos de debilidad.
- El estado natural del suelo es variable y depende de las condiciones geológicas en que este suelo se ha formado.
- Los suelos residuales son más heterogéneos que los suelos transportados, en general, presentan un perfil de meteorización que varía con la profundidad y también en dirección horizontal.
- Estas formaciones de suelo son difíciles de muestrear dado que la estructura del suelo no puede ser reproducida en laboratorio. Por lo tanto, la mayoría de los casos requerirá de la evaluación de las propiedades mediante ensayos in situ.
- Las correlaciones empíricas desarrolladas para suelos transportados pueden no ser válidas para suelos residuales.

3.4.1. MACROESTRUCTURA Y MICROESTRUCTURA

La macroestructura en suelos se refiere a las características que son visibles a ojo desnudo, tales como planos de depositación, juntas, discontinuidades y raíces. Mientras que microestructura corresponde a la forma en que las partículas se encuentran dispuestas para formar el esqueleto del suelo. En este caso, la microestructura no es posible observarla a ojo desnudo.

3.4.1.1. PLANIFICACIÓN DE LAS INVESTIGACIONES DE TERRENO

Se recomienda seguir los siguientes pasos para desarrollar la investigación de terreno:

- *Recopilar toda la información disponible del sitio.*

En caso de que no existan investigaciones, un buen punto de partida es revisar los mapas geológicos y las imágenes satelitales. (aludir al capítulo preparado por geólogos en este mismo documento)

- *Obtener información relevante del proyecto.*

En este caso se requiere conocer el objetivo para el cual se realiza la investigación, por ejemplo, un camino, un puente, excavaciones profundas, taludes.

Definir, además, el alcance y uso del proyecto para el cual se requiere la exploración, al menos en los aspectos que puedan influenciar la planificación del mismo.

Es importante también saber si las estructuras del proyecto consideran limitaciones de comportamiento, por ejemplo, límites de asentamiento, nivel de vibraciones, limitaciones de temporalidad en la ejecución según comportamiento de terreno, temporalidad de servicio de la estructura.

- *Inspeccionar visualmente el sitio y realizar descripciones de campo*

Dado que los maicillos poseen macroestructura y microestructura se considera que un primer paso para la obtención de muestras representativas es la **adecuada observación del sitio** donde se emplazará el proyecto. Como ejemplo, se recomienda observar las pendientes de taludes naturales o taludes de corte existentes, el desempeño/comportamiento de fundaciones de estructuras cercanas entre otras observaciones que pudieran ser útiles a la hora de interpretar los parámetros obtenidos de ensayos realizados en el sitio o en laboratorio.

Las Directrices para el diseño de taludes, describen los métodos de terreno, que se utilizan comúnmente para describir un macizo rocoso. Estas descripciones, fueron diseñadas para rocas resistentes, donde el enfoque es la descripción de la resistencia intacta. La aplicación de estos métodos a rocas débiles es un ajuste forzado y pueden no capturar la característica relevante de dicha roca débil, que es lo importante para el diseño de taludes. Las rocas débiles, pueden consistir en materiales más parecidos a suelo que a roca y las descripciones de campo, deben capturar las características de ambos tipos de materiales (Martin, D. & Stacey, P., 2018).

- *Identificar asuntos críticos que podrían ser el foco de la investigación y asegurar un presupuesto adecuado para cubrir esos asuntos críticos.*
- *Planificar el programa de ensayos con suficiente flexibilidad para ajusta los ensayos*
- *Supervisar el trabajo.*

En general las investigaciones del sitio delatan condiciones que no fueron previstas al inicio que requieren que el programa de ensayos permita ser ajustado. Por ejemplo, la aparición de un estrato de suelo fino en un lecho de un río donde se esperaba gravas limpias.

3.4.1.2. EXPLORACIÓN CON SONDAJES

El perfil de suelo residual tipo Maicillo comprende estratos de suelo, de transición y estratos de roca meteorizada en diferentes grados. Debido a la presencia de estratos donde aún se tienen estructuras relictas visibles, se recomienda considerar la aplicación de herramientas de evaluación de la perforación del sondaje para evaluar orientación de discontinuidades o estructuras existentes (registro de orientación de las discontinuidades detectadas). La prospección de las discontinuidades dentro de la perforación debe ser realizada por un especialista geólogo en geólogo estructural. Esta metodología de evaluación de las paredes de la perforación se puede aplicar en tanto dichas paredes sea autosoportantes. Esta medida es complementaria a la extracción de testigos y realización de sondaje con medición de SPT en toda la profundidad donde es posible.

3.4.1.2.1. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDAJES EN MAICILLO

El uso de sondajes en terrenos de maicillo permite evaluar su perfil geotécnico en profundidad, identificar zonas de alteración estructural y caracterizar estratos con diferente grado de meteorización. Dada la naturaleza residual y no transportada del maicillo, los sondajes deben planificarse cuidadosamente para preservar su estructura y obtener información representativa. A continuación, se entregan recomendaciones específicas:

- Profundidad y distribución de sondajes
 - » La profundidad mínima recomendada debe permitir atravesar toda la capa de maicillo alterado hasta alcanzar roca fresca o un estrato competente.
 - » Es clave lograr identificar la transición suelo-roca, así como

zonas de roca blanda o altamente meteorizada (saprolito), que pueden tener comportamiento mecánico intermedio.

- » Se recomienda ejecutar al menos un sondeo por cada 500 m² de superficie construida en ladera, ajustado según topografía y variabilidad geológica.
- Tipo de método de perforación
 - » Perforación rotatoria con recuperación de testigo (rotación diamantina):
 - * Ideal para identificar variaciones litológicas, grado de meteorización y estructuras relictas (diaclasas, venas, etc.).
 - * Permite recuperar testigos continuos en maicillo denso, en transición con roca.
 - * En estratos muy desagregados puede requerirse uso de lodos estabilizantes o recubrimiento metálico.
 - » Sondeos con medición de SPT (NCh3364):
 - * Recomendado para estimar resistencia relativa (N) del perfil, especialmente en zonas cercanas a fundaciones.
 - * En maicillo denso, el rechazo del ensayo puede anticiparse. En tal caso, se recomienda complementar con presiómetro u otro método alternativo.
 - * Usar con precaución en maicillos parcialmente cementados o estratificados, ya que la variabilidad local puede afectar la interpretación.
- Registro fotográfico y descripción geotécnica detallada:
 - » Se debe realizar una descripción continua del testigo, registrando color, textura, humedad, grado de alteración, presencia de raíces, estructuras heredadas (diaclasas rellenas, lentes de arcilla, etc.).
 - » Se recomienda aplicar escalas de meteorización geotécnica como la del ISRM o González de Vallejo (de roca fresca a suelo totalmente meteorizado).

Consideraciones específicas para maicillo

El maicillo presenta alta heterogeneidad, por lo que puede contener intercalaciones de materiales con comportamientos mecánicos muy

distintos (arena cementada, arcilla plástica, roca descompuesta). Esto exige un registro estratigráfico detallado.

Debido a su origen residual, no se deben aplicar correlaciones de parámetros directamente desde suelos transportados. Por ejemplo, los valores N-SPT pueden sobreestimar o subestimar la rigidez real si hay estructuras internas.

Se sugiere complementar los sondajes con calicatas o inspección de taludes naturales cercanos, para observar la continuidad lateral de los estratos y posibles superficies de debilidad.

Exploración combinada con ensayos in situ

Se recomienda realizar ensayos como:

- **Presiómetro:** Para obtener módulos de deformación lateral y resistencia del perfil alterado.
- **Veleta de corte:** En niveles finos del perfil (limo-arcillosos), especialmente si hay lentes arcillosos detectados visualmente.
- **Ensayo de placa de carga:** Para evaluar módulo de reacción en zonas superficiales que puedan ser fundadas directamente.

En todos los casos, la validación de los resultados mediante observación de la estructura interna del maicillo es fundamental.

3.4.1.2.2. EXPLORACIÓN MEDIANTE CALICATAS EN MAICILLO

La exploración mediante calicatas es una herramienta clave para el reconocimiento geotécnico en terrenos de maicillo, ya que permite observar directamente la estructura natural del suelo, identificar discontinuidades, y extraer muestras representativas para ensayos. Dado que el maicillo es un suelo residual granítico con estructura heredada y alta variabilidad, su evaluación requiere atención especial tanto en la excavación como en la descripción del perfil.

Objetivos principales

- Observar in situ la macroestructura del maicillo: presencia de planos de diaclasas, vetas, lentes de arcilla, raíces, zonas cementadas o descompuestas.
- Evaluar la estratificación vertical y su continuidad lateral.
- Determinar el grado de meteorización en distintos niveles del perfil.

- Extraer muestras representativas, tanto alteradas como inalteradas, para ensayos de laboratorio.

Recomendaciones para la ejecución

- Las calicatas deben ejecutarse hasta una profundidad mínima de 2,0 a 3,0 m, o hasta interceptar roca meteorizada intensa o roca sana si es posible.
- La excavación debe hacerse de forma controlada y segura, respetando lo establecido en la NCh349: Seguridad en faenas de excavación.
- En caso de excavaciones profundas o inestables, se deben entibar adecuadamente las paredes, especialmente en maicillos sueltos o saturados.
- La ubicación de las calicatas debe considerar representatividad topográfica y geomorfológica del terreno: laderas activas, terrazas de corte o zonas de relleno deben explorarse de forma diferenciada.

Descripción del perfil

La observación directa de las paredes de la calicata permite registrar:

- Color y textura del suelo (amarillo pálido, café claro, rojizo; textura arenosa, limosa o arcillosa).
- Presencia de estructuras relictas (diaclasas, vetas, bloques parcialmente alterados).
- Variaciones de humedad, porosidad o resistencia con la profundidad.
- Presencia de raíces, materia orgánica superficial o cambios inducidos por actividad antrópica.

Es recomendable utilizar una ficha de descripción geotécnica adaptada a suelos residuales, que permita categorizar el grado de meteorización y tipo de material en cada horizonte observado.

Toma de muestras

- **Muestras inalteradas:**
 - » Se pueden extraer mediante el tallado cuidadoso de bloques en las paredes o el fondo de la calicata.

- » Se deben proteger con parafina o aserrín húmedo y almacenar en cajas individuales.
- » Especialmente útiles para ensayos de corte directo, triaxial o compresibilidad.

- **Muestras alteradas:**

- » Se deben extraer sin contaminar capas inferiores ni mezclar materiales.
- » Utilizadas para clasificación, humedad, densidad, granulometría, etc.

Nota: Evitar secado o exposición prolongada al sol durante la manipulación. La humedad natural del maicillo es crítica para su comportamiento estructural.

Ventajas y limitaciones

- **Ventajas:**

- » Permite observar directamente la estructura natural y las transiciones del perfil.
- » Ideal para identificar fallas estructurales locales (planos de deslizamiento, suelos colapsables).
- » Facilita el diseño de taludes y fundaciones superficiales al identificar zonas críticas.

- **Limitaciones:**

- » Profundidad limitada frente a sondajes rotatorios.
- » Riesgo de inestabilidad en suelos sueltos o saturados si no se entiban.
- » Dificil acceso en zonas muy empinadas o de difícil urbanización.

3.5. ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE MAICILLOS

Dentro de un perfil de suelo residual tipo maicillo se tienen diferentes estratos que incluyen aquellos que clasifican como suelo y otros que corresponde a macizo rocoso con diferentes niveles de meteorización (ver Figuras aa, bb y cc). La caracterización geotécnica de este tipo de material debe inicialmente separar los estratos de suelo de los de macizo rocoso y aplicar las metodologías de caracterización, es decir, mecánica de suelos y mecánica de rocas, según corresponda.



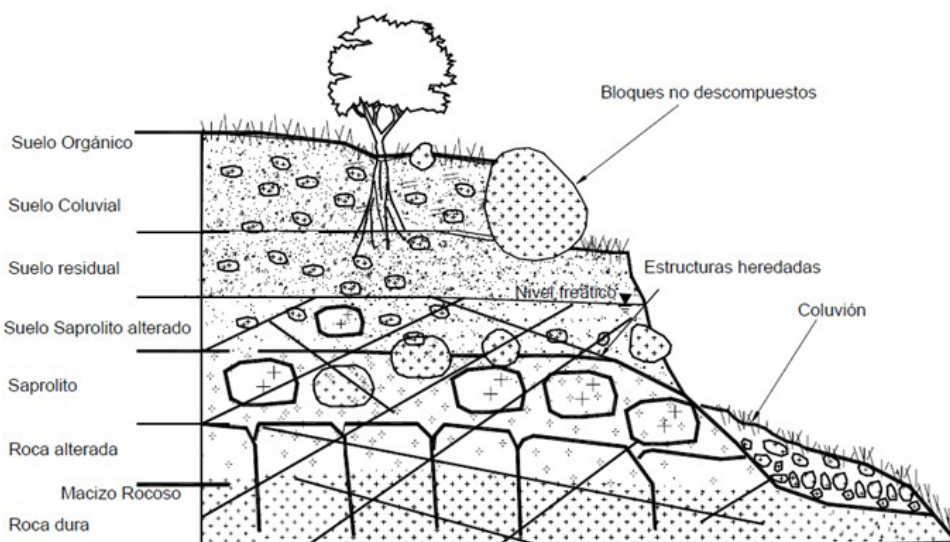
← **Figura 26:**

Suelos residuales provenientes de rocas ígneas intrusivas. Fuente: Huat, Bujang BK, David G. Toll, and Arun Prasad (Eds.), Handbook of tropical residual soils engineering. 2012. Tomado de Rollings and Rollings, 1996.

LITHOLOGICAL COLUMN	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOL. SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE & PATTON (1971)
	IGNEOUS ROCKS	IGNEOUS, BASALTS & SANDSTONES	IGNEOUS & METAMORPHIC	MARLS & SILTSTONES	IGNEOUS ROCKS	IGNEOUS & METAMORPHIC
	VI SOIL	RESIDUAL SOIL	UPPER ZONE	V COMPLETELY WEATHERED	VI RESIDUAL SOIL	HORIZON IA
	V COMPLETELY WEATHERED	YOUNG RESIDUAL SOIL	INTERMEDIATE ZONE	IV	V COMPLETELY WEATHERED	HORIZON IB
	IV HIGHLY WEATHERED	LAYERS OF DISINTEGRATED ROCK	PARTIALLY WEATHERED ZONE	III	IV HIGHLY WEATHERED	HORIZON IC (SAPROLITE)
	III MODERATELY WEATHERED			II	III MODERATELY WEATHERED	IA TRANSITION WITH WEATHERED ROCK (SAPROLITE)
	II SLIGHTLY WEATHERED				II SLIGHTLY WEATHERED	IB PARTIALLY WEATHERED
	I FRESH ROCK	FRESH ROCK	FRESH ROCK	I FRESH ROCK	IB ALMOST UNWEATHERED	FRESH ROCK
					IA FRESH ROCK	

← **Figura 27:**

Perfil de meteorización según varios autores. Fuente: González de Vallejo, L. I. Geological Engineering, 2011.



← **Figura 28:**

Esquema general de una ladera en un suelo residual de granito. Fuente: Suarez, Suelos residuales. Análisis geotécnico, 2009.

3.5.1. CONSIDERACIONES DE MUESTREO Y ALMACENAMIENTO

3.5.1.1. MUESTREO

La etapa de muestreo debe ser desarrollada de acuerdo con el tipo de ensayo que será ejecutado y si es necesario o no realizar ensayos en muestras inalteradas.

Las muestras inalteradas que se obtengan de la exploración deben representar de la manera más cercana posible a la condición en el sitio en donde la microestructura y el contenido de agua se preserven.

La perturbación mecánica, así como la pérdida de humedad afectan a la fábrica del suelo y, por ende, a los resultados de los ensayos de resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

Por otro lado, la selección de los puntos de muestreo y profundidades, deben tener en consideración la variación del perfil de meteorización con la profundidad.

La selección de las muestras debe ser acorde con la heterogeneidad observada en el sitio, en particular, en lo que respecta al perfil de meteorización o a las discontinuidades observadas.

A continuación, se describen algunos métodos de muestreo que pueden ser utilizados:

- Perforación con barreno de mano
- Perforación mediante sondajes evitando el uso de agua para no perturbar ni erosionar los testigos.
- Extracción de muestras inalteradas en bloques
- Tallado de probetas en el sitio (para ensayos de laboratorio, por ejemplo, corte directo, triaxial)
- Tallado para ensayos en el sitio (corte directo, placa de carga).
- Extracción de muestras alteradas (teniendo en cuenta las limitaciones de representatividad que puede tener su uso para preparación de muestras remoldeadas).

En la siguiente figura se muestra el tallado de una probeta para triaxial que se realizó dentro de una calicata a una profundidad de 4m. Luego de tallada esta probeta, se depositó en una caja donde se agregó aserrín humedecido por todos los bordes de manera que éste amortiguara eventuales golpes y además evitara la pérdida de humedad de la probeta durante su transporte a laboratorio.



← **Figuras 29:**
Tallado de probeta para triaxial en el sitio
(Gentileza de Ingendesa)

3.5.1.2. ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS

El almacenamiento de las muestras inalteradas de suelos residuales debe ser tal que mantenga las condiciones de terreno, en términos de humedad, relación de densidad, compacidad, u otros factores que modifiquen su condición respecto a la que tenía al momento de la extracción. Esta recomendación es válida para cualquier muestra de suelo. Para el caso de muestras alteradas, igualmente se recomienda que se mantengan las condiciones de extracción en terreno con el fin de evitar modificar las propiedades que se desea evaluar.

Se recomienda no apilar los bloques inalterados unos sobre otros para evitar la precarga, sino solo colocarlos individualmente en racks o en lugares apropiados y diseñados para evitar este efecto. Las muestras de tubo Shelby deben ser mantenidas en sus respectivos tubos con los extremos sellados por parafina u otro material que permita que mantenga su condición al momento de la extracción y almacenados hacia arriba (dirección de extracción desde el sitio).

La extracción de las muestras inalteradas desde los tubos Shelby, se recomienda se realice cortando el tubo longitudinalmente y no empujando la muestra de ninguno de los extremos. Recomendación válida para la extracción de cualquier muestra, no solamente del estrato más plástico (arcilloso) del perfil de suelo tipo maicillo.

3.5.2. ENSAYOS IN-SITU

Los ensayos que se podrían realizar en el sitio se tienen a:

3.5.2.1. SONDAJE CON ENSAYOS IN SITU

Si bien el sondeo en sí no es un ensayo, sí puede ser utilizado para realizar ensayos in situ, tales como SPT en las profundidades a las que sea posible ejecutar (por compacidad del suelo o por presencia de roca o clastos que generen rechazo), presiómetro, dilatómetro, veleta de corte, según corresponda.

3.5.2.2. ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL AL INTERIOR DE CALICATAS

Este busca determinar la relación tensión – deformación del suelo. Se pueden realizar ensayos de placa de carga horizontal al interior de calicatas entibadas adecuadamente, utilizando como reacción la pared opuesta de la calicata.

Es fundamental la seguridad en este tipo de exploración y por lo tanto se debe cumplir al menos lo establecido en la norma NCh349.

3.5.2.3. ENSAYOS MANUALES EN MAICILLO: VELETA DE CORTE Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO

Los suelos de tipo maicillo, al ser residuales y estructurados, requieren ensayos in situ que permitan estimar la resistencia **al corte no drenada** en zonas de matriz fina o en contacto con superficies potencialmente debilitadas. En este contexto, se recomienda el uso de herramientas manuales como la veleta de corte y el penetrómetro de bolsillo, especialmente en calicatas entibadas o cortes estables.

3.5.2.4. ENSAYO DE VELETA DE CORTE MANUAL

Estimar la resistencia al corte no drenada (τ_{cu}) de suelos finos de baja cohesión o zonas debilitadas dentro del perfil de maicillo (lentes arcillosos, interfaces meteorizadas, zonas húmedas o reblandecidas).

Procedimiento

- Se inserta la veleta metálica (de 4 aspas) de manera vertical en la pared de la calicata o directamente sobre el fondo de excavación.

La profundidad de inserción debe asegurar que toda la altura de la veleta quede completamente embebida en el suelo.

- Se aplica un momento torsor manual mediante una manivela o torquímetro calibrado, girando a velocidad constante (1-2 grados por segundo) hasta que el suelo falle.
- La lectura del torque máximo permite calcular la resistencia al corte no drenado mediante la fórmula:

$$\tau_{cu} = T/K$$

Donde:

- i. T: torque de falla (Nm o kg·cm),
 - ii. K: constante del equipo (función del tamaño de la veleta y unidades usadas).
- Puede realizarse un segundo giro rápido para estimar la fricción residual si se desea.

Recomendaciones específicas para maicillo:

- Aplicar solo en zonas finas cohesivas del perfil (arcilla, limo o mezcla arcillosa), nunca en arena suelta.
- El material debe estar relativamente blando o saturado para permitir la rotación.
- No usar en maicillos densos o secos: entrega valores artificialmente altos o no representativos.
- Se debe registrar humedad y consistencia del punto evaluado para interpretar los resultados con contexto.

3.5.2.4.1. ENSAYO DE PENETRÓMETRO DE BOLSILLO (POCKET PENETROMETER)

Objetivo

Estimar en forma rápida y cualitativa la resistencia a compresión no confinada (q_{uq_uqu}) de suelos cohesivos blandos a firmes, mediante inserción directa de un émbolo calibrado.

Procedimiento

- El dispositivo se apoya perpendicularmente sobre una superficie plana del perfil (pared de calicata o bloque de muestra tallada).

- Se presiona el émbolo manualmente en el suelo hasta una profundidad estándar (usualmente 6.4 mm o 1/4").
- Se lee el valor de resistencia en la escala del instrumento, expresada en kg/cm², tsf o kPa.

Estimación del corte no drenado

$$\tau_{cu} \approx q_u/2$$

Aplicaciones en maicillo

- Útil para evaluar zonas finas saturadas dentro del perfil meteorizado (limo o arcilla).
- Puede complementar la veleta en zonas superficiales de baja resistencia.
- No aplicar en maicillo denso o granulado sin cohesión: el resultado no será válido.
- Su uso es indicativo y debe interpretarse con precaución, especialmente en suelos parcialmente cementados.

Precauciones y Consideraciones Generales

- Ambos ensayos son exploratorios y su uso principal es como herramienta complementaria para evaluación preliminar o mapeo de zonas débiles dentro del perfil.
- No reemplazan ensayos triaxiales ni corte directo en laboratorio, pero permiten tomar decisiones rápidas en terreno.
- En suelos heterogéneos como el maicillo, la interpretación debe considerar la observación visual, humedad, grado de meteorización y macroestructura.

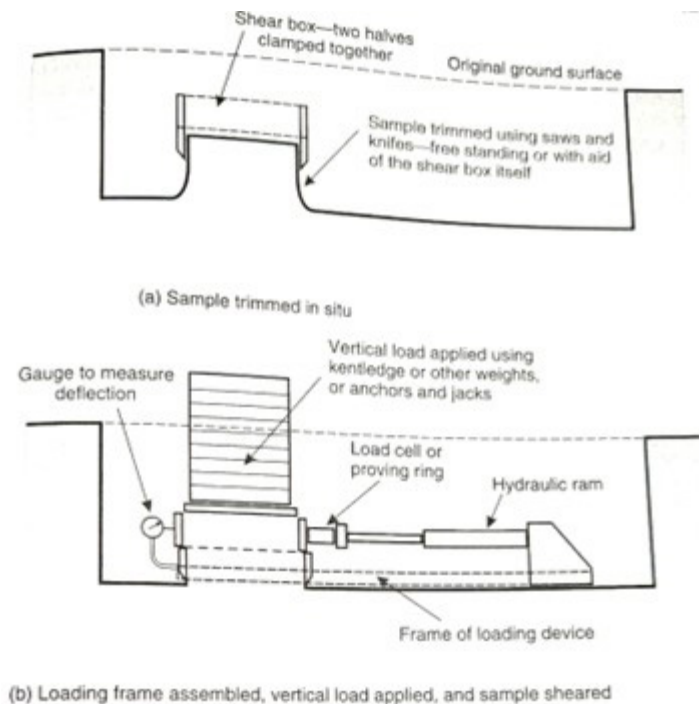
3.5.3. ENSAYOS ESPECIALES

3.5.3.1. CORTE DIRECTO

Permite determinar la resistencia al corte in situ (revisar normativa ASTM D3080 sobre velocidad de ensayo de corte directo).

En la Figura yy se muestra la configuración de un ensayo de corte directo implementado por la Hong Kong Geotechnical Control Office. Primeramente, se talla un pedestal de suelo de las dimensiones de la caja de corte. La carga vertical se aplica mediante peso directo sobre el pedestal de suelo (o con anclajes al suelo y la carga horizontal se genera mediante un gato hidráulico que reacciona contra una de las paredes de

la excavación. En Chile existe experiencia en la ejecución de este tipo de ensayos en el sitio.



← Figuras 30:

Ensayo corte directo en el sitio (Geotechnical Engineering in residuals soils, Wesley, 2010)

Se recomienda que si se realiza este tipo de ensayos se considere la misma cantidad mínima de ensayos para la obtención de una envolvente de falla (mínimo 2, ideal a partir de 3). Las probetas cuyos ensayos serán analizados para obtención de una misma envolvente de falla deberán ser ubicados lo más cerca posible una de otra, idealmente en la misma zanja de exploración. Cada probeta deberá ser ensayada con diferente carga vertical (normal) pero con dirección de cizallamiento igual para todas las probetas.

3.5.4. ENSAYOS EN LABORATORIO

3.5.4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Para la realización de los ensayos de laboratorio, el material debe ser tratado como suelo, roca o una mezcla roca-suelo. Para ello, se debe tener en consideración los siguientes aspectos:

3.5.4.1.1. SECADO

El secado parcial a moderadas temperaturas puede cambiar la estructura y comportamiento físico de los suelos residuales que no pueden ser revertidos al re-humectar las muestras. Estos cambios se relacionan

con la alteración de los minerales arcillosos, cambios en la distribución granulométrica por agregación o disgregación de los finos.

Además de lo anterior, en algunos suelos se ha medido la disminución de la plasticidad de las partículas arcillosas a temperaturas de secado entre 105 y 110°C.

Considerando lo anterior, para los ensayos de clasificación se recomienda realizar las pruebas utilizando el método húmedo.

3.5.4.1.2. DISGREGACIÓN

Solo se recomienda la disgregación manual y cuidadosa de las muestras, usando únicamente la presión de los dedos. El objetivo de esto es separar las partículas discretas evitando el aplastamiento, rompimiento o la separación.

3.5.4.2. CONTENIDO DE HUMEDAD

El contenido de humedad es la cantidad de agua dentro de los poros del suelo o roca. Se recomienda que esta medición sea realizada mediante secado al aire, ya que algunos minerales arcillosos presentan agua en la estructura y agua contenida por atracción eléctrica que se desprende a temperaturas mayores a 105-110°C.

3.5.4.3. PLASTICIDAD

En la tabla zz se muestra la variación de los valores de acuerdo con el método de secado para suelos residuales.

Tabla 4: →
Efecto del secado en suelos residuales
(Fookes, 1997)

Método de secado	Límite Líquido			Límite Plástico		
	M. Húmedo	Al Aire	Al Horno	M. Húmedo	Al Aire	Al Horno
Tipo de suelo						
Shale meteorizado	56	48	47	24	24	23
Granito meteorizado	77	71	68	42	42	37
Basalto meteorizado	115	91	69	50	49	49

Este ensayo se recomienda sea realizado mediante método húmedo.

3.5.4.4. GRANULOMETRÍA

Se debe realizar este ensayo considerando método húmedo y solo disgregando las partículas con los dedos como se menciona al inicio del capítulo.

3.5.4.5. DENSIDAD

Se recomienda utilizar los siguientes métodos:

Método	Comentario	Norma
Medición de dimensiones de muestra de bloque o probeta tallada	Si el material permite tallar un bloque o una probeta	ASTM D7263
Desplazamiento de agua en muestra parafinada	Para muestras con forma irregular	ASTM D7263
Peso en el agua	Materiales como roca no susceptible de hinchamiento o desgaste	ISRM, Parte I

← Tabla 4:
Métodos para determinar la densidad

3.5.4.6. GRAVEDAD ESPECÍFICA

También se sugiere utilizar método húmedo mediante picnómetro (ASTM D854) y ASTM D5550 - Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer, el cual utiliza un picnómetro con helio o nitrógeno, el cual determina el volumen de sólidos de suelo mediante la expansión de gas en un volumen conocido. Es más preciso para suelos finos específicamente en arcillas expansivas donde el método húmedo tiene limitaciones. No requiere secado en horno si se usa con control de humedad.

3.5.4.7. ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Los suelos residuales al ser sometidos a ensayos de compactación convencionales como Proctor experimentan aplastamiento, rotura de partículas y sucesiva degradación. Los cuidados que se deben tener en consideración son los siguientes:

- No se debe secar el suelo antes del ensayo
- Para cada punto se debe usar material virgen
- Generalmente se producen problemas cuando se aplican estos valores como control de compactación en el sitio.

3.5.4.8. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE

Los ensayos de resistencia al corte que se pueden ejecutar en laboratorio son:

- Corte directo
- Triaxial CIU, CID
- Corte simple

En todos los casos, la selección del tamaño de la probeta debe atender a lo establecido en la norma correspondiente.

Para la caracterización de la matriz se recomienda el uso de muestras inalteradas, en lo posible talladas in situ de manera que representen lo más cercano posible las características de los materiales en el sitio (ver Figura xxx, en capítulo 3.3).

La selección de las muestras debe atender a lo indicado en la sección 3.3.3.

Como se mencionó previamente, el ensayo de corte directo es posible implementarlo en el sitio. Sin embargo, la carga vertical máxima es limitada respecto de lo que se puede implementar en laboratorio.

Los ensayos a realizar están establecidos por la ISRM y también en los estándares de normas ASTM.

En adición y de forma necesaria a la evaluación de la matriz de suelo, es necesario evaluar la posible presencia de estructuras heredadas de la roca madre, las cuales suelen presentar resistencia al corte inferior a la matriz. En esencia, cuando se trata de maicillos, en la zona donde aún se tiene presencia de las discontinuidades de la roca que le dio origen, se deben aplicar las técnicas de evaluación de resistencia que le corresponde, de mecánica de rocas.

3.5.4.9. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL

Aplicable a suelos que posean la suficiente cohesión para permitir el tallado de una probeta sin que se desmorone o se rompa, o en muestras de roca intacta. Para el caso de suelos, el ensayo de compresión no confinada se rige por la norma NCh3134 Mecánica de suelos - Métodos de ensayo - Determinación de la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos. El ensayo de compresión uniaxial en rocas se rige, a la fecha, por normativas internacionales como es la norma ASTM D7012.

En caso de maicillos, dado el perfil residual que lo caracteriza, ensayos de compresión uniaxial podrían ser de utilidad para la evaluación del estrato superior compuesto por finos (arcillosos o arcillo-limosos). Adicionalmente, este tipo de ensayos resulta útil para la evaluación de la roca en la zona de transición de maicillo hacia roca, donde suele presentar diversos niveles de fracturamiento y meteorización. Esta información en la zona de transición hacia macizo rocoso permite apoyar en la definición de dicha transición, así como ser parte de la información requerida para caracterizar macizos rocosos, según lo que la mecánica de rocas lo establezca. Notar que en esta zona de transición de maicillo hacia macizo rocoso la presencia de estructuras relictas (heredadas) puede alterar los resultados de compresión uniaxial, por lo cual se debe evaluar no solo las resistencias peak alcanzadas sino la falla mostrada por la probeta de forma que se pueda identificar si se ha evaluado la resistencia de la roca intacta o de una discontinuidad heredada.

Para el estrato de maicillo, típicamente clasificado como arena limosa (SM) según USCS, la realización únicamente de ensayos de compresión no confinada no resulta suficiente para la obtención de parámetros resistentes, más aún cuando las probetas puedan presentar estructuras heredadas que alteren los resultados o bien aporten niveles significativos de variabilidad, debido a la evaluación de la resistencia de una estructura heredada en lugar de la matriz.



CAPÍTULO 4

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

4.1. RECOMENDACIONES SOBRE SISTEMAS DE FUNDACIÓN EN LADERAS COMPUESTAS POR DUNAS O MAICILLOS

De acuerdo con el “GEOTECHNICAL MANUAL FOR SLOPES” (GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE, 2011), el diseño de fundaciones en o cerca de laderas debe considerar la interacción entre la estructura y el talud. Para ello dos criterios deben ser considerados) La influencia del talud en la capacidad de soporte y asentamiento de la fundación, en esencia en el comportamiento de la fundación; ii) El efecto de la fundación en el talud. Estos criterios destacan la influencia de una estructura sobre la obra. Ambos aspectos son revisados dentro de las secciones correspondientes a fundaciones y a estabilidad de laderas, con sus correspondientes consideraciones más relevantes que los profesionales que deseen construir en laderas.

4.1.1. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN

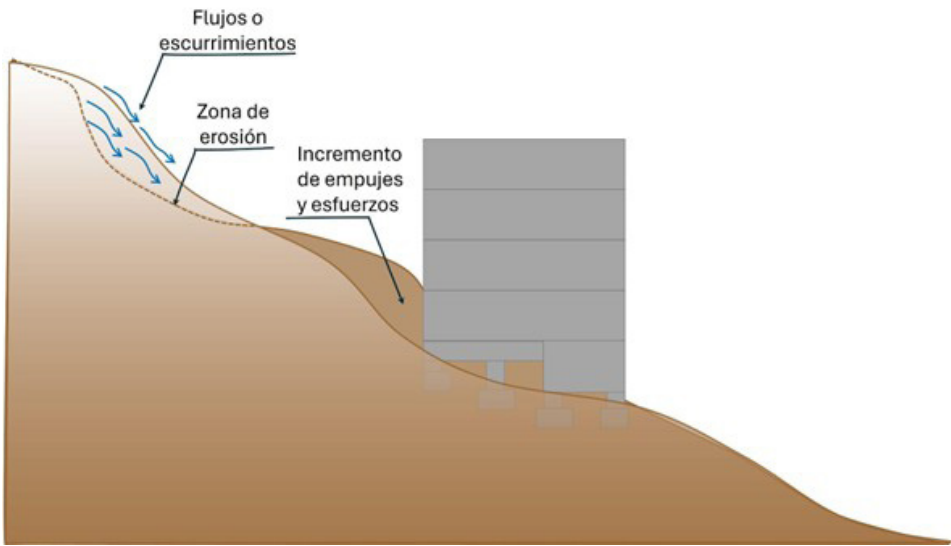
La selección del sistema de fundación para una estructura está condicionada de forma general por el comportamiento en términos de resistencia y deformación del suelo, sumado a las condiciones de carga del proyecto. No obstante, para el caso particular de estructuras localizadas en laderas, es necesario además tomar en consideración variables complementarias vinculadas. A medida que la inclinación del terreno aumenta, también lo hace el riesgo de deslizamiento, asentamientos diferenciales, erosión y pérdida de capacidad de carga efectiva. Por esta razón, es fundamental establecer factores de seguridad adecuados y seleccionar el tipo de cimentación más apropiado para cada rango de pendiente.

De forma general, para terrenos con baja pendiente y sin comportamientos singulares, las Fundaciones superficiales, como zapatas o losas, pueden ser adecuadas siempre que la capacidad de soporte de los estratos más superficiales sea suficiente.

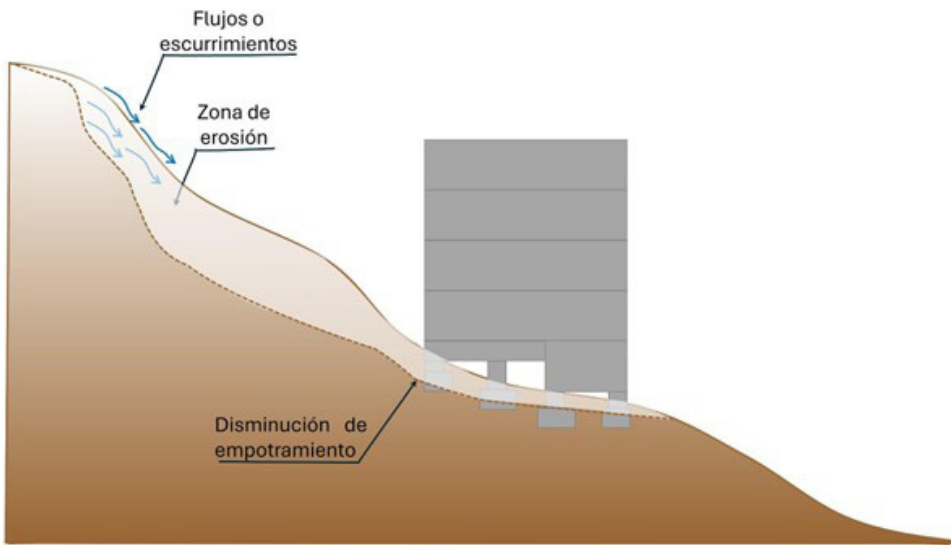
Por su parte, si las condiciones de resistencia o deformabilidad del suelo son deficientes para las condiciones de carga del proyecto, se deberá evaluar el uso de Fundaciones profundas. Esto es particularmente necesario cuando los estratos superficiales son sueltos o de baja resistencia, ya que pueden generar asentamientos excesivos; cuando las cargas estructurales son elevadas y requieren ser transferidas a estratos más competentes; o cuando existe una variabilidad significativa en la calidad del suelo en profundidad, lo que podría provocar asentamientos diferenciales. Asimismo, en pendientes con riesgo de inestabilidad, las fundaciones profundas pueden mejorar la seguridad del sistema suelo-

estructura, reduciendo la posibilidad de movimientos que afecten el desempeño de la edificación.

Los efectos erosivos producto de flujos o escurrimientos sobre o al interior de laderas de dunas incluyen: aumentos de empujes en muros de una estructura aguas abajo, pérdida de capacidad de soporte por disminución del empotramiento de las fundaciones, esfuerzos laterales adicionales sobre ella o bien falla global del talud que pueda incluir total o parcialmente las fundaciones (ver Figura ss y rr).



← **Figura 31:**
Efectos erosivos



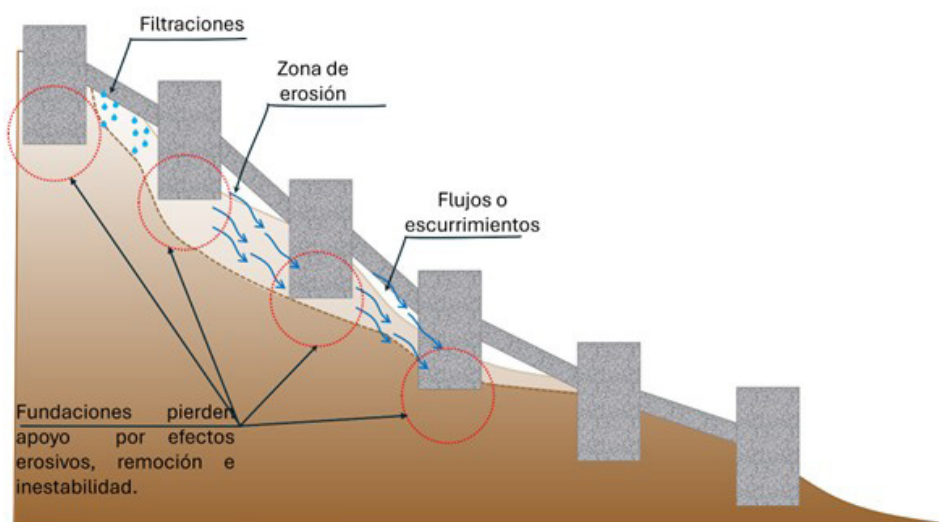
← **Figura 32:**
Efectos erosivos

Dado que las fundaciones en laderas pueden verse afectadas por fenómenos erosivos, para efectos de diseño del sistema de fundación se deberán considerar medidas de control de erosión para evitar potenciales socavaciones del terreno o bien diseñar las fundaciones incluyendo los efectos de la erosión. Se recomienda tener en cuenta las indicaciones del capítulo de instalaciones y drenajes de este manual para las medidas de control de la erosión, así como el capítulo de evaluación de riesgo de remociones en masa de este manual.

Uno de los aspectos de gran importancia en el diseño y construcción en laderas son los sistemas de apoyo de las estructuras de recolección, encauzamiento y evacuación de flujos, tales como cámaras, ductos, tuberías, machones de apoyo, entre otros. En caso que ocurra una falla, daño o filtración de dichos sistemas, los flujos podrían erosionar superficial o internamente la ladera, provocando no solo erosión e inestabilidad sino también falla de sus propias fundaciones u otras en la zona de influencia del flujo, transformando un problema de flujo en uno de fundación, erosión e inestabilidad de la ladera.

Las laderas de dunas, por su estructura y características geotécnicas, especialmente en su zona superficial de baja compacidad, son sensibles a la erosión interna y externa, pudiendo producirse socavones como los registrados en 2023 y 2024 en Reñaca. Lo anterior resulta ser un factor desencadenante de inestabilidad de taludes y falla de fundaciones. En caso de las laderas de maicillo, pese a presentar características geotécnicas diferentes de las dunas, los efectos de la erosión en sus laderas no deben ser ignorados, pues si bien en periodos cortos presenta un comportamiento menos sensible a erosión leve, el efecto de flujos y filtraciones sí puede mermar su estabilidad y puede afectar a cualquier fundación en la zona de influencia. Uno de los factores sensibles en Maicillos es la presencia de estructuras heredadas de la roca madre que le dio origen. Tales estructuras pueden verse activadas por saturación, lo cual puede generar efectos tales como: i) transformarse en una zona de infiltración que promueva el incremento en la meteorización y reducción de propiedades resistentes del estrato, o incluso ii) transformarse en una potencial zona de falla según sean las características del material existente en las paredes o el relleno en las estructuras relictas y su comportamiento resistente frente a la saturación

Por las razones aludidas en los párrafos previos, los sistemas de apoyo de las estructuras de recolección, encauzamiento y evacuación de flujos deben apoyarse adecuadamente, siguiendo los mismos lineamientos de diseño mencionados en este capítulo para los sistemas de fundación en laderas. Este aspecto es esencial tanto por el correcto apoyo y traspaso de esfuerzos al suelo de fundación como por la protección de las estructuras que se encuentran apoyadas en ellas.



← **Figura 33:**
Efectos erosivos de sistemas de recolección, encauzamiento y evacuación de aguas.

Tanto para fundaciones de edificios, casas, vías o instalaciones de cualquier tipo, la tipología de fundación deberá ser definida por el especialista, la cual garantice la estabilidad del sistema frente los efectos externos, además de los aspectos de diseño de capacidad y control de asentamientos que toda fundación debe atender.

Para el caso de edificaciones localizadas en laderas, se podrán tener en consideración algunos puntos complementarios para la selección de tipo de fundación de acuerdo con la pendiente del terreno (revisar sección "Estabilidad de laderas").

En laderas de dunas o maicillos el riesgo de inestabilidad puede estar presente, lo que hace necesario evaluar las condiciones de estabilidad de la ladera junto con las condiciones de resistencia y deformación del suelo para seleccionar el tipo de fundación. La estimación de la capacidad de soporte de las fundaciones debe tener en consideración los correspondientes factores de corrección (ponderación) por la inclinación de la superficie en la zona de influencia de las fundaciones (ver Figura aa. Mayores detalles sobre este aspecto se entregan en la sección de "Estabilidad de laderas de dunas y maicillos"). Es posible que para estas condiciones sea recomendable el uso de fundaciones profundas como una alternativa más segura para transferir las cargas a capas en profundidad, reduciendo el riesgo de asentamientos diferenciales y de posibles problemas de estabilidad inducidos por las cargas en la ladera. Sin embargo, cabe al especialista geotécnico la determinación del sistema de fundación adecuado a cada proyecto en particular, teniendo en cuenta las recomendaciones entregadas en este manual.

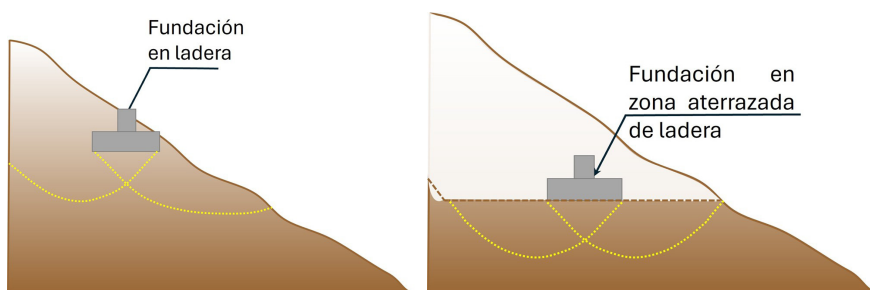
Tabla 5: →

Elaboración propia (Aplicación de las teorías de Hansen y Vesic para evaluación de efecto de la inclinación de la superficie en la capacidad de soporte

Pendiente talud	Hansen			Vesic		
	Cohesión	Cuña	Sobrecarga	Cohesión	Cuña	Sobrecarga
0	1	1	1	1	1	1
1	0.99	0.96	0.96	0.99	0.97	0.97
2	0.99	0.92	0.92	0.99	0.93	0.93
5	0.97	0.80	0.80	0.97	0.83	0.83
10	0.93	0.63	0.63	0.93	0.68	0.68
15	0.90	0.49	0.49	0.90	0.54	0.54
20	0.86	0.37	0.37	0.86	0.40	0.40

Figura 34: →

Esquemas de condición de fundación respecto del trazado de la ladera.



Sin perjuicio de lo anterior, en el caso de dunas, donde es usual la existencia de estratos superficiales de menor compacidad de espesor reducido y subyacen sobre estratos cementados o parcialmente cementados con suficiente capacidad de soporte, es posible utilizar fundaciones tipo losa, lo cual se ha usado en la zona dunar de la ciudad de Concón con buenos resultados. La existencia de estos estratos cementados proporciona un comportamiento estable frente a cargas estructurales, permitiendo optimizar el diseño y reducir la necesidad de cimentaciones profundas. No obstante, es fundamental realizar estudios geotécnicos detallados para confirmar la resistencia y continuidad de estos estratos, asegurando que puedan soportar las cargas sin generar asentamientos excesivos ni comprometer la estabilidad de la estructura.

En caso de maicillos (naturales, no rellenos), por tratarse de un suelo de tipo residual, aún con variabilidad y heterogeneidad natural de un perfil de meteorización, se tiene un incremento de la rigidez y la resistencia del terreno en profundidad, presentando suficiente capacidad de soporte y bajos asentamientos, si no presenta planos de debilidad orientados hacia el talud, que generen inestabilidad de talud o reducción de capacidad por cercanía a este. Por lo anterior, en maicillos es usual la especificación de fundaciones aisladas o corridas. Si bien la competencia geotécnica del maicillo como suelo de fundación debe considerar la posible presencia de estructuras relictas (heredadas de la roca parental) a nivel de sello de fundación o en la zona de influencia del

comportamiento de la misma, resulta ser un suelo estable y apropiado para fundación. En la Figura mm se muestra un ejemplo de presencia de estructuras relictas con relleno, a nivel de fundación (sello y laterales). Lo indicado en la Figura mm debe ser considerado al momento de definir las recomendaciones de recepción de sellos, para evitar que estas afecten el comportamiento del suelo de apoyo de las fundaciones según las hipótesis de diseño. Dependiendo de la magnitud y proporción de estructuras relictas detectadas en zona de sello de fundación, se deberán tomar medidas de limpieza o relleno para asegurar el buen desempeño de las fundaciones.



← **Figura 35:**
Maicillo con presencia de estructuras relictas y material de relleno en dichas estructuras (terreno ubicado en El Belloto, Región de Valparaíso).

La realidad de la construcción en muchos terrenos con perfil de maicillo en laderas es la existencia de quebradas que cruzan o influyen en la zona del proyecto. La presencia de quebradas puede sugerir al menos los siguientes fenómenos con potencialidad de afectar el diseño de sus fundaciones, además de su estabilidad: i) La presencia de una quebrada suele ser indicativo de una gran variabilidad en los espesores del estrato superior de suelo fino arcilloso o arcillo-limoso, debido a la infiltración localizada e irregularmente profunda que ocurre en la zona influenciada por la quebrada; ii) es posible que el terreno presente rellenos no controlados significativos dispuestos probablemente con el fin de aterrazar u horizontalizar el terreno para su mejor uso, lo cual puede alterar la interpretación de los resultados de la exploración y generar incertidumbre sobre los espesores de relleno no controlado, dificultando la determinación de la profundidad a la cual se encuentra el maicillo natural y geotécnicamente competente; iii) Dado lo anterior, es posible que el terreno presente acumulación de aguas que se hayan infiltrado en el terreno o aún escurran en profundidad o superficialmente desde aguas arriba, por lo cual, éstas podrían aflorar al realizar excavaciones para alcanzar sello de fundación. Estos aspectos deben ser considerados y revisados tanto en la etapa de exploración, como de construcción para que se tomen las precauciones y acciones necesarias por parte de los especialistas que correspondan.

Dado que los perfiles de suelo residual como aquellos que dan origen a maicillo presentan la variación estratigráfica ya establecida en la sección “Geología de maicillos”, es usual que los sellos de fundación de un proyecto encuentren diferentes estratos dentro del mismo perfil residual. Típicamente, se establece el estrato de maicillo (arena limosa) como suelo apto para fundar, o bien el estrato de transición hacia la roca o el macizo rocoso que lo subyace. Sin embargo, estos estratos no presentan la misma resistencia ni rigidez. El especialista mecánico de suelos del proyecto debe tener en cuenta esta condición geológica del perfil residual para analizar en detalle los potenciales asentamientos diferenciales perjudiciales para las fundaciones del proyecto, en caso de que se requiera apoyarlos en los antes mencionados estratos del perfil residual.

En laderas, es usual la construcción de estructuras escalonadas, que, a su vez, pueden tener fundaciones superficiales escalonadas. De acuerdo con el “GEOTECHNICAL MANUAL FOR SLOPES” (GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE, 2011), cuando fundaciones superficiales sean construidas en más de un nivel en el talud, las fundaciones de los niveles superiores imponen cargas adicionales a las fundaciones de los niveles inferiores. De ocurrir que la geometría de los escalonamientos en las fundaciones induce cargas adicionales en las fundaciones inferiores, éstas deben ser consideradas en el diseño.

Por otra parte, si bien es necesaria la evaluación de estabilidad de taludes incluyendo el efecto de las fundaciones superficiales que se apoyarán en ella, factores de seguridad aceptables frente a la falla de taludes no necesariamente aseguran un buen comportamiento de las fundaciones en términos de asentamientos (GEOTECHNICAL MANUAL FOR SLOPES, GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE, 2011).

4.1.2. FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS A CONSIDERAR

El diseño de un sistema de fundación en laderas requiere establecer niveles de seguridad y servicio adecuados que permitan garantizar la estabilidad de la estructura y asentamientos tolerables a lo largo del tiempo. En este sentido, los valores de seguridad pueden variar dependiendo del método de diseño adoptado, ya sea a partir de un enfoque de capacidad última o mediante métodos basados en factores parciales de resistencia y carga, como los establecidos en normativas internacionales.

En términos generales, cuando se diseña bajo el enfoque de carga última, los factores de seguridad se aplican directamente a la capacidad portante del suelo, asegurando que la fundación no alcance la falla bajo las combinaciones de carga previstas. En contraste, si se adopta un enfoque basado en factores de resistencia y carga, como el empleado

en normativas como el Eurocódigo 7 o AASHTO con el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), los coeficientes de seguridad se distribuyen entre la resistencia del suelo y las acciones aplicadas, lo que puede resultar en valores de seguridad distintos para cada caso.

Para fundaciones superficiales en laderas con suelos de buena capacidad portante, se recomienda un factor de seguridad global de al menos 3.0 en condiciones estáticas y 2.0 en condiciones sísmicas. Lo anterior corresponde al estado actual del uso, práctica y conocimiento sobre este tópico, dada la ausencia de normativa chilena aplicable. Sin embargo, la determinación de los factores de seguridad deberá igualmente atender a la normativa chilena correspondiente que pueda existir y ser aplicable.

En el caso de fundaciones profundas, el factor de seguridad recomendado para pilotes o micropilotes, como elemento de fundación, suele ser 3.0 en análisis estáticos y 2.0 en condiciones sísmicas. Estos valores podrán ser reducidos en caso de que se realicen pruebas de carga en al menos una de las fundaciones profundas. De igual manera que en el caso de fundaciones superficiales, los rangos de factores de seguridad antes aludidos corresponden al estado actual del uso, práctica y conocimiento sobre este tópico, dada la ausencia de normativa chilena aplicable. Sin embargo, la determinación de los factores de seguridad deberá igualmente atender a la normativa chilena correspondiente que pueda existir y ser aplicable. Los factores de seguridad para el diseño estructural de los elementos de fundación se deben regir por la normativa correspondiente aplicable. Adicionalmente, cuando las cimentaciones profundas contribuyen a la estabilidad global de la ladera, es fundamental realizar un análisis de estabilidad específicos que garanticen un factor de seguridad global estático y sísmico suficiente. Según el estado actual de conocimiento, los factores de seguridad mínimos a cumplir en análisis de estabilidad global de taludes en condición permanente son 1.5 en condiciones estáticas y en el rango 1.1 a 1.2 bajo para carga sísmica. Los valores mínimos a cumplir para esta verificación de estabilidad deben atender a lo establecido en la normativa chilena vigente aplicable.

Además del factor de seguridad en términos de capacidad de carga, el diseño de la fundación en laderas debe considerar el criterio de asentamientos, tanto en su magnitud absoluta como en los diferenciales que pueden afectar la estructura. En términos generales, y en ausencia de normativa chilena que lo establezca, se recomienda:

- Asentamiento total permisible:
 - » Hasta 25 mm para estructuras convencionales.
 - » Hasta 50 mm para estructuras flexibles.

- Asentamiento diferencial permisible:
 - » 1/500 de la luz estructural para edificaciones convencionales.
 - » 1/1000 de la luz estructural para edificaciones más flexibles o sensibles a deformaciones.

En laderas, estos valores pueden requerir ajustes en función de la variabilidad de las propiedades del suelo y de la posible interacción con la estabilidad global del terreno. La presencia de suelos sueltos, estratos de baja compacidad o heterogeneidades puede generar diferencias significativas en los asentamientos, por lo que es recomendable realizar análisis detallados mediante métodos empíricos, elásticos o numéricos para verificar el comportamiento esperado de la cimentación.

En fundaciones profundas, si bien los asentamientos totales suelen ser menores debido a la transferencia de cargas a estratos más competentes, es importante verificar el asentamiento diferencial entre pilotes con longitudes o condiciones de apoyo variables.

4.1.3. RECOMENDACIONES DE MÉTODO DE DISEÑO DE SISTEMA DE FUNDACIÓN

El diseño de fundaciones en o sobre laderas debe considerar tanto la capacidad portante del suelo como la estabilidad global de la pendiente y el análisis de los posibles asentamientos diferenciales. La selección del método de diseño dependerá del tipo de fundación utilizada, las características geotécnicas del sitio y las condiciones de carga del proyecto.

Para el diseño de fundaciones superficiales, en condiciones donde los estratos superficiales presentan una capacidad de soporte suficiente, es común el uso de métodos convencionales basados en la ecuación polinómica de Terzaghi, los cuales permiten incluir factores asociados con la pendiente del terreno y la localización de la fundación en la ladera. El diseño debe incluir la verificación de la capacidad última de la fundación, junto con la verificación de asentamientos totales y diferenciales, y la evaluación de posibles mecanismos de falla por deslizamiento o volcamiento en el marco de la estabilidad de la ladera. En el caso de fundaciones superficiales tipo losa, es recomendable incorporar un análisis de interacción suelo-estructura que permita evaluar la distribución de esfuerzos y la compatibilidad de deformaciones.

Cuando las condiciones del suelo o la pendiente del terreno requieran el uso de fundaciones profundas, el diseño debe realizarse mediante métodos que consideren la capacidad de carga axial por punta y fricción, y capacidad de carga lateral, así como el efecto de grupo de pilotes

en el caso de estructuras con múltiples elementos de fundación. Los procedimientos basados en métodos estáticos y dinámicos, tales como los propuestos por Tomlinson, Poulos & Davis o Randolph & Wroth, permiten evaluar la eficiencia del sistema de pilotes o micropilotes. En estos casos, es necesario verificar la capacidad lateral de la fundación en función de las cargas horizontales y la estabilidad de la ladera en su conjunto.

En Chile, la normativa vigente no establece un método específico de diseño de fundaciones, por lo que se suele adoptar criterios de normativas internacionales como referencia. Igualmente, por ejemplo, el Eurocódigo 7 (EN 1997-1) y el AASHTO LRFD tampoco proponen un método único, sino que permiten la aplicación de diferentes enfoques, incluyendo métodos clásicos ampliamente reconocidos en la ingeniería geotécnica.

En el caso de fundaciones en terrenos con suelos dunares o en zonas donde exista variabilidad en la calidad del suelo en profundidad, es recomendable complementar el diseño con análisis numéricos mediante elementos o diferencias finitos.

La selección del método de diseño debe estar acompañada de estudios geotécnicos detallados que incluyan ensayos de laboratorio e in situ, asegurando que los parámetros de diseño sean representativos de las condiciones reales del suelo. Asimismo, es fundamental considerar medidas complementarias de drenaje, control de infiltraciones y protección frente a la erosión, que permitan mitigar los efectos del agua sobre la estabilidad de la fundación y la ladera en su conjunto.

4.1.4. CONDICIONES ESPECIALES: COMPORTAMIENTO ANTE CARGA SÍSMICA Y CONTROL DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Como se ha indicado, el diseño de fundaciones en laderas debe considerar no solo la capacidad portante del suelo y la estabilidad global del terreno, sino también el comportamiento del sistema ante cargas sísmicas y la necesidad de controlar asentamientos diferenciales que puedan afectar la estructura. En este contexto, es fundamental evaluar la respuesta dinámica del suelo y la estructura frente a la acción sísmica, así como la influencia de la heterogeneidad del terreno en la distribución de asentamientos.

El comportamiento de las fundaciones bajo carga sísmica está condicionado por la interacción entre el suelo y la estructura, los efectos de amplificación topográfica en laderas y la susceptibilidad del terreno a sufrir variación en la rigidez del suelo por efectos dinámicos.

Para el caso de fundaciones superficiales, es fundamental verificar que el estrato de apoyo mantenga su capacidad de carga durante la acción sísmica y que no se generen desplazamientos diferenciales que comprometan la estructura. En suelos dunares, donde la compactación superficial del material puede ser deficiente, se recomienda evaluar el potencial de densificación sísmica y su efecto en la estabilidad de la fundación. En estos escenarios, es posible implementar estrategias de mejoramiento del suelo, como densificación por vibración o inclusiones rígidas, para reducir la susceptibilidad a deformaciones. Este tema se trata en mayor detalle en las secciones: “comportamiento sísmico en laderas de dunas” y “comportamiento sísmico en laderas de maicillos”.

En fundaciones profundas, la respuesta sísmica debe evaluarse considerando la interacción entre el pilote y el suelo, así como la transmisión de cargas laterales inducidas por el sismo. En laderas con pendientes pronunciadas, los efectos de amplificación sísmica pueden incrementar la demanda estructural, por lo que se recomienda diseñar pilotes con capacidad para absorber esfuerzos laterales sin generar desplazamientos excesivos. En estos casos, el uso de pilotes inclinados o sistemas combinados con anclajes activos puede mejorar la estabilidad global del sistema suelo-fundación-estructura. Por lo anterior, resulta relevante la interacción entre los profesionales especialistas ingenieros geotécnicos y estructurales del proyecto para definir el sistema de fundación que asegure un buen desempeño.

En términos de asentamientos diferenciales, estos pueden comprometer la integridad de la estructura si generan deformaciones incompatibles entre distintos puntos de apoyo. En laderas, estos asentamientos pueden ser más críticos debido a la variabilidad de las propiedades del suelo y a los cambios en las condiciones de humedad del terreno. Para mitigar estos efectos, se recomienda evaluar la homogeneidad del suelo en la zona de influencia de la fundación y diseñar soluciones que permitan una distribución equilibrada de cargas.

Para fundaciones superficiales, el control de asentamientos diferenciales puede lograrse mediante el uso de losas de fundación o sistemas de rigidización que compensen variaciones en la deformabilidad del terreno. En fundaciones profundas, es importante verificar que los pilotes tengan una distribución uniforme de cargas y que los asentamientos sean compatibles con la respuesta estructural esperada. En ambos casos, la implementación de sistemas de drenaje superficial y subterráneo es clave para evitar la acumulación de agua en el suelo y prevenir variaciones en la capacidad de soporte del terreno.

4.2. ESTABILIDAD Y CONTROL DE DRENAJE EN LADERAS COMPUESTAS POR MAICILLOS

4.2.1. RECOMENDACIONES DE ESCALONAMIENTO EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS

4.2.1.1. EXCAVACIONES EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS

Las excavaciones en suelos de dunas y maicillos requieren precauciones especiales debido a la naturaleza suelta y poco cohesionada de estos materiales. Al realizar cortes en laderas de arena o maicillo, se deben emplear taludes de excavación tendidos, con inclinaciones reducidas para prevenir derrumbes. En arena seca suelta, se recomienda un talud de excavación del orden de 2H:1V (2 horizontal a 1 vertical, aproximadamente 26°) o más tendido, dependiendo de la granulometría y la presencia de finos. Si el suelo presenta algo de cohesión (maicillo con limo arcilloso), podría mantenerse temporalmente a pendientes algo mayores, sin exceder el ángulo de reposo natural del material (aproximadamente 30–33° para arenas sueltas).

se debe implementar soporte temporal de excavaciones

Es fundamental planificar la secuencia constructiva de las excavaciones. En laderas naturales, se recomienda ejecutar los cortes por etapas y nunca desestabilizar grandes superficies de terreno de una sola vez. Se debe evitar sobrecargar el borde de la excavación con materiales, maquinarias o tránsito excesivo, ya que el peso adicional puede desencadenar fallas en el talud en excavación. Mantener una franja de seguridad libre de cargas a una distancia mínima igual a la profundidad de la excavación desde el borde es una práctica recomendada.

control del agua durante las excavaciones

En resumen, las excavaciones en laderas de dunas y maicillos deben ejecutarse con pendiente adecuada o soporte, bajo supervisión geotécnica permanente. Los procedimientos de la Norma Chilena de Seguridad en Construcción y las disposiciones de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC) sobre estabilidad de excavaciones deberán observarse estrictamente, garantizando la integridad de los trabajadores, de las construcciones vecinas y del terreno remanente.

4.2.1.2. ESCALONAMIENTOS EN LADERAS

Para mejorar la estabilidad de terraplenes en laderas de dunas y maicillos, se recomienda escalonar la base del relleno cuando la pendiente natural del terreno sea igual o superior al 20% (11.31°).

a. Geometría del Escalonamiento

- Altura: entre 0,60 m y 1,00 m según el material y diseño.
- Ancho mínimo: 3,00 m para asegurar contacto adecuado.
- Pendiente: entre 2% y 4% opuesta al talud exterior para buen drenaje.

b. Taludes del Terraplén

- Inclínación: igual o menor a 1,5H:1V
- Considerar erosión y deslizamientos, incorporar control de agua superficial.

c. Preparación del Terreno Natural

- Escarificar, nivelar y compactar cada escalón antes de colocar el material del terraplén.
- Compactar suelos tipo maicillo con rodillos lisos vibratorios, ajustando humedad si es necesario.

d. Control y Verificación

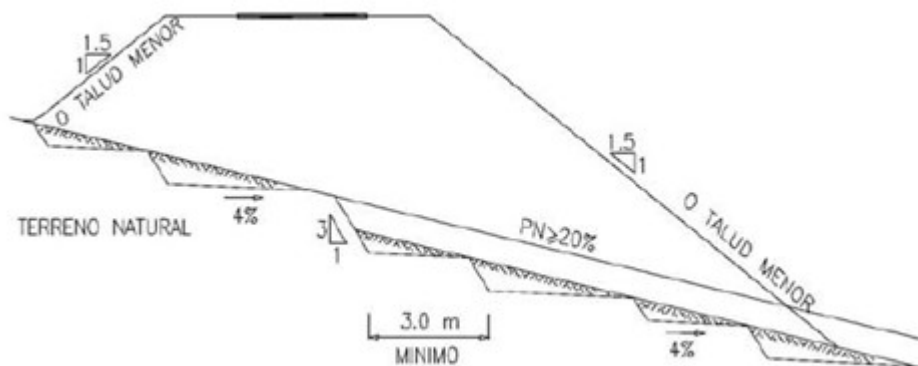
- Compactar el terraplén al 95% del Proctor Modificado y verificar densidad con ensayos de campo.
- Analizar estabilidad global usando software de estabilidad de taludes.

e. Consideraciones Complementarias

- Incorporar drenes en presencia de agua subterránea o infiltración.
- Incluir metodología de escalonamiento en planos y especificaciones técnicas del proyecto.

Ver esquema adjunto obtenido del Manual de Carreteras del MOP:

Figura 36: →
Escalonamiento de la base del terraplén



4.2.1.2.1. ESTABILIDAD DE TALUDES Y CONTROL DE EROSIÓN

Garantizar la estabilidad de los taludes naturales y taludes resultantes de cortes o rellenos en suelos de dunas y maicillos es fundamental para la seguridad de las edificaciones. Un talud estable es aquel que presenta un factor de seguridad adecuado frente a deslizamientos o colapsos. Para laderas de suelos granulares sin cohesión, se recomienda generalmente un factor de seguridad mínimo del orden de 1,3 bajo condiciones estáticas (sin sismo) para situaciones permanentes. Este valor puede aumentarse a 1,5 cuando se trate de taludes que soporten estructuras críticas o cuya falla podría comprometer vidas humanas. Bajo condiciones sísmicas, usualmente se acepta un factor de seguridad no menor a 1,1 empleando análisis seudoestático, o bien se permite cierto desplazamiento plástico controlado en el talud según criterios de diseño de desempeño. En cualquier caso, los análisis de estabilidad deben realizarse mediante métodos de equilibrio límite u otros métodos geotécnicos reconocidos, utilizando parámetros resistentes del suelo obtenidos de ensayos representativos (ángulo de fricción, cohesión aparente si existe, peso unitario, etc.).

En terreno de dunas y maicillos, las fallas típicas de talud pueden ser del tipo circular o traslacional poco profundas, dada la naturaleza homogénea y granular de estos materiales. No obstante, también existe el riesgo de erosión superficial progresiva que termine socavando el talud. Por ello, el control de la erosión está intrínsecamente ligado a la estabilidad: un talud puede ser estable inmediatamente tras su construcción, pero si queda expuesto a lluvias intensas sin protección, el agua puede generar surcos, cárcavas y remover material, reduciendo gradualmente el pie del talud e induciendo inestabilidad global. Del mismo modo, la erosión eólica puede ir degradando la pendiente con el tiempo.

Para controlar la erosión hídrica, se deben canalizar y disipar adecuadamente las aguas lluvias que escurren por la ladera. Es recomendable diseñar bermas o canaletas de coronamiento en la cabecera de los taludes cortados, para desviar el agua lejos de la cara del talud. En taludes altos, se pueden disponer bermas intermedias cada cierta altura con cunetas que recojan el agua y la conduzcan lateralmente. Estas obras de drenaje superficial deben dimensionarse según las precipitaciones de diseño de la zona, considerando eventos extremos, y revestirse con materiales resistentes (por ejemplo, shotcrete, mampostería de piedra o geomantas) para evitar su socavamiento. También es crucial incluir en el talud drenes subterráneos o columnas de grava si se sospecha acumulación de agua dentro del macizo, a fin de disipar presiones de poro que pudieran debilitarlo.

Para controlar la erosión eólica y superficial en pendientes recién intervenidas, es conveniente proteger la superficie del talud con

coberturas adecuadas. En taludes de arena expuestos, una técnica eficaz es la hidrosiembra con una mezcla de semillas, fertilizante y mulch, que promueva rápidamente la aparición de vegetación que estabilice el suelo. Adicionalmente, se pueden emplear geomantas biodegradables (de coco, yute u otras fibras naturales) ancladas a la superficie del talud, las cuales protegen de la lluvia y viento mientras germina la vegetación. En zonas críticas, también se utilizan mallas sintéticas o geotextiles especializados para control de erosión que refuerzan la capa superficial. En casos extremos, como taludes muy empinados cercanos a edificaciones, puede optarse por cubrir el talud con una capa de hormigón proyectado reforzado con malla metálica anclada; esta solución provee contención superficial inmediata, aunque debe perforarse con drenes o dejarse porosa para que el agua no quede atrapada detrás.

Un factor adicional en la estabilidad es la presencia de sobrecargas en la coronación del talud. No se debe construir ni fundar estructuras pesadas justo al borde de una ladera de arena sin tomar medidas: la carga aumenta los esfuerzos desestabilizadores. La OGUC y las buenas prácticas geotécnicas sugieren dejar un margen o **setback** desde el borde del talud hasta la cimentación de cualquier edificación. Como regla general, esta distancia horizontal mínima puede ser igual a la altura del talud o al menos 3 metros, lo que sea mayor, salvo que un estudio geotécnico justifique una distancia distinta con medidas de mitigación. En caso de requerirse construir cerca de un borde, será necesario considerar estructuras de contención (muros de contención en voladizo, muros anclados, etc.) que permitan cargar cerca del talud de forma segura.

En resumen, la estabilidad de taludes en dunas y maicillos se logra combinando un diseño geométrico adecuado (pendientes suaves, bermas), la protección contra erosión (manejo de aguas y cubiertas vegetales o estructurales) y de ser necesario la incorporación de refuerzos geotécnicos como se detalla más adelante. Todo esto debe plasmarse en los planos y especificaciones técnicas del proyecto, asegurando que las condiciones propuestas se mantengan en el tiempo mediante un correcto mantenimiento.

4.2.1.2.2. MEJORAMIENTO DE SUELOS

En muchos casos, los suelos granulares de origen eólico o granítico, como dunas y maicillos, presentan propiedades geotécnicas marginales para cimentar directamente sobre ellos. Su baja densidad y alta compresibilidad pueden derivar en asentamientos excesivos, y si contienen finos susceptibles a erosión interna, pueden presentarse socavones o subsidencias localizadas al infiltrarse agua. Por ello, es frecuente recurrir a técnicas de mejoramiento o estabilización de suelos antes de construir en estas laderas, con el fin de aumentar su capacidad portante, reducir su compresibilidad y mejorar su resistencia a la erosión.

Una de las técnicas de mejoramiento más empleadas en suelos arenosos es la compactación profunda. Si el terreno a intervenir es extenso y relativamente plano, como en la meseta de una duna donde se edificará, se puede utilizar la compactación dinámica mediante caída de pesos (Dynamic Compaction) o vibrocompactación con sondas vibradoras. Estas metodologías reordenan los granos y aumentan la densidad relativa del suelo, mejorando su ángulo de fricción y reduciendo asentamientos. Previamente, se debe evaluar mediante sondajes, como el Standard Penetration Test (SPT), la densidad inicial del terreno; si el N-SPT es muy bajo, por ejemplo, menos de 10 golpes en arenas sueltas, la vibrocompactación puede ser apropiada siempre que no existan estructuras sensibles cercanas debido a las vibraciones generadas. Tras el tratamiento, se verificará el aumento de densidad con nuevos ensayos SPT o pruebas de cono (CPT).

Otra técnica útil es la instalación de columnas de grava. Consiste en introducir material granular grueso (grava) mediante vibración, formando columnas que compactan el suelo circundante y al mismo tiempo actúan como vías de drenaje vertical. Esto mejora tanto la resistencia. Las columnas de grava son efectivas en arenas y maicillos, y su diseño (espaciamiento, diámetro) debe hacerse según métodos reconocidos, como criterios de volumen de reemplazo y densificación requerida.

Si el proyecto requiere fundar estructuras pesadas o de importancia en suelos de baja capacidad, y la compactación superficial no es suficiente, se puede optar por soluciones de estabilización con aglomerantes o inclusiones estructurales. La estabilización química, por ejemplo, implica mezclar el suelo in situ con cemento Portland u otro aglomerante (estabilización con suelo-cemento) para aumentar su cohesión y rigidez. Esta técnica puede aplicarse en la capa superficial para controlar la erosión o en mayor profundidad mediante columnas de suelo-cemento ejecutadas con máquinas mezcladoras (deep soil mixing), creando elementos cimentantes en el terreno. Asimismo, la adición de cal en suelos con ciertos limos arcillosos (presentes en algunos maicillos) puede mejorar su ángulo de fricción a largo plazo y reducir su colapsabilidad al mojarlos.

Otra forma de mejorar el desempeño del suelo es incorporar refuerzos geosintéticos en rellenos o taludes. Si se va a construir un terraplén o mejorar un talud existente, la colocación de geomallas de refuerzo horizontal en capas sucesivas del relleno compactado permite aumentar la estabilidad global y confinar el suelo, previniendo deformaciones excesivas. Del mismo modo, para evitar la erosión superficial y aportar resistencia, existen geoceldas y mallas poliméricas que, rellenas con suelo y vegetación, estabilizan la cara de la pendiente.

Cabe destacar que la elección de la técnica de mejoramiento debe basarse en un estudio geotécnico detallado que caracterice el suelo. Deben considerarse la profundidad de la capa problemática, la cercanía del nivel freático, la proximidad de edificaciones sensibles (vibraciones) y los requerimientos estructurales de la edificación proyectada. En algunos casos, la solución más eficiente podría ser prescindir del mejoramiento masivo del suelo y optar por cimentaciones profundas, como pilotes o micropilotes, que transfieran las cargas a estratos más competentes en profundidad. Sin embargo, incluso con cimentación profunda, el suelo superficial débil debe estabilizarse para asegurar la contención de taludes y la integridad del terreno entre pilas.

Finalmente, cualquier método de mejoramiento utilizado debe ser verificado mediante controles de calidad in situ. Por ejemplo, si se realiza compactación dinámica, se monitorearán los asentamientos inducidos por cada impacto y se compararán con los estimados; en columnas de grava, se inspeccionará la continuidad y densidad de las columnas mediante registros de energía o pruebas de carga. Todo esto quedará asentado en un informe de validación geotécnica, el cual debe ser parte integrante de la recepción de las obras de fundación antes de continuar con la construcción de la superestructura.

4.3. ESTABILIDAD DE LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS

Se debe realizar un completo análisis de estabilidad de los taludes que rodean a la estructura en estudio debido a que ésta puede ser afectada tanto por deslizamientos por “aguas abajo” como por “aguas arriba”. Especialmente si existen ductos que conducen agua (matrices de agua potable, colectores de aguas lluvias y/o ductos de alcantarillado) y que pueden estar sujetos a filtraciones. Dentro de este análisis, se debe considerar la generación de potenciales napas freáticas, que al perpetuarse en el tiempo pueden generar pérdida de material de la estructura del suelo por piping o erosión interna. Los análisis pseudoestáticos, de elementos finitos o diferencias finitas deben considerar esta condición saturada local o global al momento de aplicar el sismo de diseño.

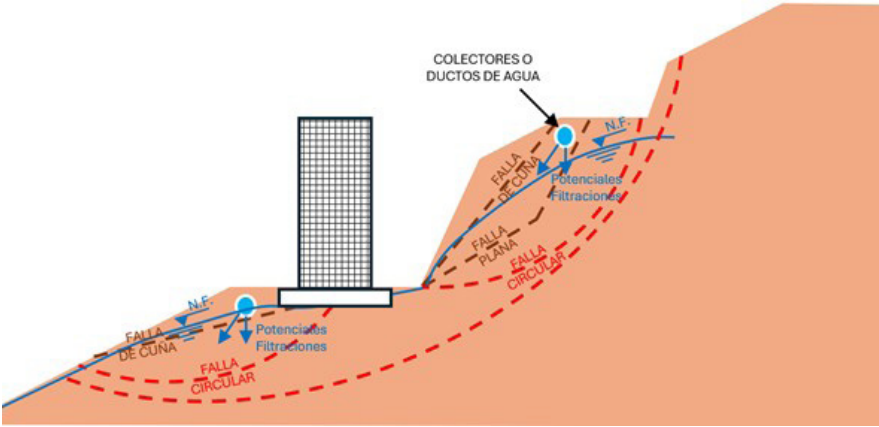
Las potenciales superficies de falla pueden ser tantas fallas de cuña o fallas planas en caso de maicillo con presencia de fallas geológicas heredadas de la “roca madre” o “relictas”, fallas circulares o no circulares dependiendo de los valores de cohesión.

En la siguiente tabla se describen los diferentes tipos de falla:

Tipo de falla	Material predominante	Condición estructural / litológica	Ejemplos típicos
Falla de cuña	Rocas estratificadas o muy fracturadas o muy meteorizadas (maicillo)	Presencia de dos o más familias de discontinuidades (diaclasas, estratificación, foliación) que se intersectan y forman una cuña con salida libre hacia el talud	Areniscas, lutitas, granitos, basaltos con fracturas, maicillo con estructuras relictas
Falla plana	Roca o suelo cementado	Un solo plano de debilidad continuo con buzamiento hacia el talud, paralelo o subparalelo a la superficie	Esquistos, pizarras, filitas, tobas, cenizas cementadas
Falla circular (rotacional)	Suelo cohesivo homogéneo no cementado	Sin planos estructurales definidos, resistencia controlada por cohesión y fricción interna	Arcillas, limos, rellenos uniformes
Falla no circular (rotacional compuesta / traslacional)	Suelos estratificados o con cambios de resistencia	Combinación de capas de distinta resistencia y rigidez, transición de curva a plano de falla	Arcilla sobre arena, rellenos heterogéneos, depósitos aluviales estratificados
Falla plana en suelos granulares	Suelos granulares sin cohesión y no estratificados	No hay cohesión, falla controlada solo por fricción interna; superficie recta o ligeramente curva con ángulo del talud muy cercano a ϕ	Arenas limpias, gravas, depósitos eólicos o aluviales no estratificados

← **Tabla 6:**
Tipos de fallas y materiales asociados

En la figura siguiente se muestra esquemáticamente algunas de las potenciales superficies de falla que se podrían generar y eventuales flujos de agua que debiesen ser considerados en el diseño, ya sea por ductos existentes o que pudiesen existir en el futuro.



← **Figura 37:**
Esquema de potenciales superficies de falla que deben ser analizadas ante eventuales filtraciones por colectores existentes o futuros

El análisis de la capacidad de soporte de las fundaciones de la estructura debe considerar la condición de la inclinación del terreno, la que tiene un efecto de disminución de la capacidad del suelo a soportar cargas.

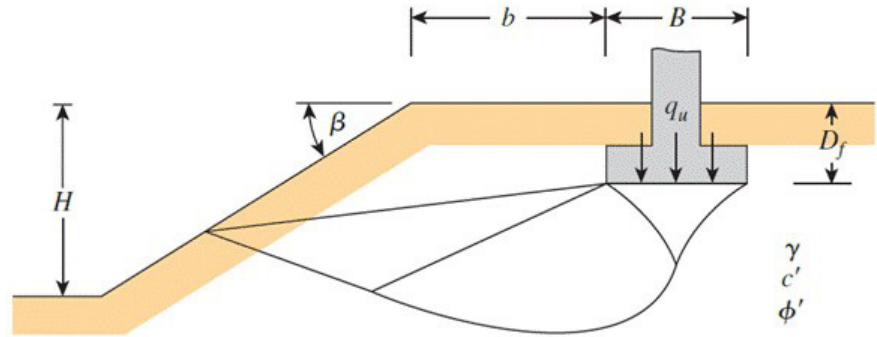
Una de las metodologías utilizadas, entre otras, es la desarrollada por Meyerhof (1957) para la capacidad de soporte última para fundaciones superficiales

Fundaciones en cercanías de taludes

$$q_u = c' N_{eq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Figura 38: →

Fundación superficial en las cercanías de un talud (Ref. Braja, Das)



El análisis se divide en suelos granulares y cohesivos no drenados

Caso suelos granulares, $c'=0$: $q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$

La variación de $N_{\gamma q}$ se muestra en el "Factor de Capacidad de Soporte de Meyerhof, $N_{\gamma q}$, para suelos granulares" (Ref. Braja, Das)

Caso suelos cohesivos no drenados, $f=0$: $q_u = c_u N_{eq}$

cu: resistencia al corte no drenada

Se debe calcular el factor: $N_s = \frac{\gamma H}{c_u}$

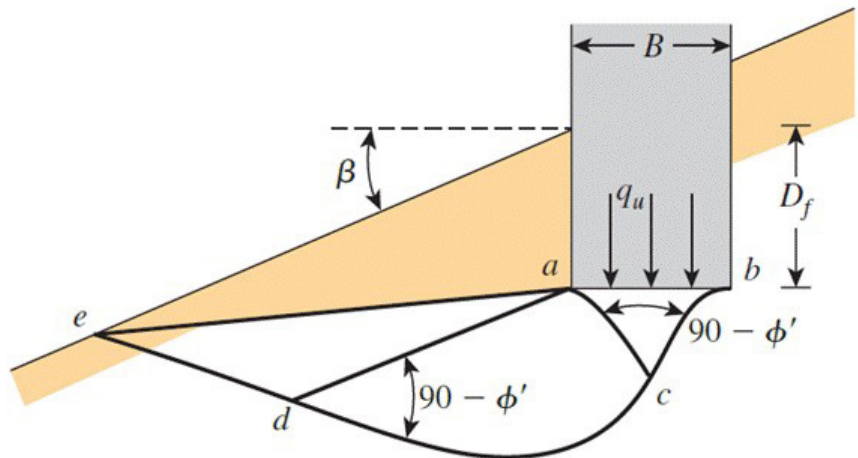
- Si $B < H$, usar la curva para $N_s=0$
- Si $B \geq H$, usar la curva de cálculo de estabilidad $N_s > 0$

Al igual que el caso anterior, la variación de N_{cq} se muestra en la figura siguiente. "Factor de Capacidad de Soporte de Meyerhof, N_{cq} , para suelos cohesivos" (Ref. Braja, Das)

Fundaciones sobre taludes

Figura 39: →

Fundación sobre un talud (Ref. Braja, Das)



Para esta condición de apoyo de las fundaciones, las expresiones pueden definirse como:

Caso suelos granulares, $c'=0$: $q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$

Caso suelos cohesivos no drenados, $f=0$: $q_u = c_u N_{cs}$

La variación de $N_{\gamma q}$ se muestra en "Variación de $N_{\gamma q}$ y N_{cs} con la pendiente del talud b " (Ref. Braja, Das)

4.3.1. EXCAVACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN, ESTABILIZACIÓN Y ENTIBACIÓN TEMPORAL Y PERMANENTE EN DUNAS Y MACILLOS

4.3.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Laderas naturales de dunas o maicillos requieren usualmente ser excavadas para dar cabida a construcciones en ellas, las cuales pueden ser de diversa envergadura, afectando el trazado natural del talud en mayor o menor magnitud. La intervención requerida para materializar una construcción en ladera puede ser diversa, desde intervención local, como puntos de apoyo a una estructura liviana hasta implicar grandes movimientos de suelo para permitir el emplazamiento de estructuras amplias en planta, profundas o ambas. De acuerdo al nivel de intervención del trazado natural de la ladera, podrán ser necesarios análisis de estabilidad global, local, superficial y análisis de capacidad y deformación.

Taludes ven su estabilidad afectada no solamente por cambios en su inclinación, sino también por modificación en su estado tensional, cargas inducidas, cambio en la geometría de la ladera aguas arriba o aguas abajo, cambios en la protección superficial de las laderas, cambios en las condiciones de infiltración y drenaje, erosión interna, externa, entre otras. En consecuencia, aunque localmente el talud haya mantenido su inclinación original, la excavación para construcción de una estructura y las cargas inducidas por ella sí pueden alterar el estado de equilibrio local o global de la ladera. Por lo anterior, la evaluación de estabilidad de las laderas debe ser revisada considerando los efectos antes mencionados.

Por otra parte, es importante tener en cuenta que la presencia de quebradas aguas arriba o aguas abajo de la zona de un proyecto forman parte de las condiciones que pueden afectar el comportamiento de la ladera, y por tanto, de las estructuras que allí se puedan emplazar. En consecuencia, al desarrollar un proyecto en zona de influencia de una quebrada, no solamente se debe tener precaución con las posibles variaciones estratigráficas o espesores variables de los estratos por efecto de ellas, sino que también se debe evaluar el efecto directo

o indirecto que puede tener en el proyecto. Tales efectos pueden condicionar el desarrollo del proyecto de saneamiento, canalización o evacuación de aguas o bien modificar la escala de la evaluación de estabilidad requerida; incluso podría ser necesario el diseño de sistemas estabilización adicionales o bien planes de mitigación de erosión, flujo u otro, para velar por el correcto funcionamiento de la quebrada y del proyecto a construir en la ladera, con el objetivo que cualquier efecto de uno sobre otro sea contemplado desde las fases iniciales del proyecto.

4.3.1.2. LINEAMIENTOS SOBRE APLICABILIDAD, CONSIDERACIONES Y DISEÑO DE SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN, ENTIBACIÓN Y CONTENCIÓN

La evaluación y lineamientos de diseño de los sistemas de estabilización, refuerzo, entibación y socalzado se debe regir por las indicaciones de la norma NCh 3206 - Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socalzados - Requisitos, en su versión vigente. Adicionalmente, se deben atender las recomendaciones de la norma NCh 349 - Construcción - Disposiciones de seguridad en excavaciones, en su versión vigente. La tipología o tipologías que son viables de aplicar para estabilizar o entibar cortes de terreno natural en dunas y maicillos debe ser definida por el ingeniero responsable del proyecto, cumpliendo las especificaciones y requerimientos de la normativa chilena aplicable.

En complemento a la normativa vigente aplicable, se incluyen en este manual algunas recomendaciones para abordar proyectos de excavación y estabilización en laderas, adicionales a todos los aspectos indicados en los diferentes capítulos de este documento.

4.3.1.3. ESTRATIGRAFÍA.

Se debe tener en cuenta que los perfiles estratigráficos en laderas pueden incluir variaciones de espesor y también de inclinación. En caso de depositaciones eólicas como las dunas, es posible que los estratos se presenten con inclinación con respecto a la horizontal en el sentido de la pendiente del talud natural. En el caso de maicillos, si bien su origen difiere del de dunas, los efectos del intemperismo que modifican el comportamiento e integridad del macizo rocoso ígneo hasta convertirlo en maicillo, sí se ven influenciados por la inclinación mayor o menor de ladera. Por lo anterior, también es posible que las laderas de maicillos se observen estratos inclinados en el sentido de la ladera natural. Mayores detalles sobre las consideraciones sobre exploración en laderas de dunas y maicillos se entregan en la sección correspondiente de este manual. Como resultado de la estratificación inclinada, al realizar una excavación para emplazar una estructura, es probable que para una misma cota topográfica se encuentren estratos de compacidad y comportamiento diferente, lo cual debe ser considerado en la exploración geotécnica y en el diseño del o los sistemas de estabilización.

El trazado de cortes inclinados o verticales de terreno para construcción de alguna estructura en laderas de dunas o maicillos implica necesariamente la evaluación de estabilidad. Como parte de ese proceso se debe considerar el perfil estratigráfico representativo a partir de una campaña de exploración geotécnica suficiente y adecuada a la condición de excavación en laderas de acuerdo a lo especificado en la normativa chilena vigente y las recomendaciones de este manual.

En perfiles estratigráficos con inclinación, la interfaz entre algunos estratos puede resultar en un plano (o planos) de debilidad o de falla potencial que deben ser considerados en la evaluación. En las dunas, la zona superficial de baja compacidad que suele encontrarse como estrato superior inclinado representa una zona potencial de deslizamiento que debe considerarse. Por otro lado, la zona de interfaz entre los estratos de duna y la roca o maicillo que subyacen a ellos resulta ser un posible plano de debilidad o de deslizamiento, por lo cual también se recomienda que sea considerado. En perfiles estratigráficos de tipo residual como es el caso del maicillo, la diferenciación entre estratos no es tan clara y puede presentar variaciones importantes en espesores, pero no un claro plano de debilidad en la matriz (aspecto previamente tratado en este manual). En maicillos son las estructuras heredadas de la roca que le dio origen las que pueden definir potenciales planos de falla o bien ser parte de superficies de falla mixtas.

4.3.1.4. PLANOS PREFERENTES DE DESLIZAMIENTO, DEBILIDAD O INFILTRACIÓN

La identificación de discontinuidades en suelos residuales como el maicillo, es un desafío, ya que la transformación de la roca en suelo dificulta su visualización, por lo cual su detección sigue siendo compleja. En adición a las recomendaciones de exploración en maicillos mencionadas en capítulos previos de este documento, se sugiere realizar estudios geológicos para identificar planos de falla existentes en la roca y que puedan aún permanecer en el estrato de maicillo, además de revisar el comportamiento de taludes existentes cerca de la zona del proyecto y que presenten el mismo origen geológico y condiciones de intemperismo similares. Estos aspectos buscan adicionar información relevante para la mejor caracterización de potenciales planos de debilidad que deben ser considerados en los análisis de estabilidad de entibaciones y taludes reforzados y no reforzados.

4.3.1.5. AGUA, FLUJOS Y DRENAJES

De manera similar a lo indicado en relación al perfil estratigráfico en la sección previa, la posible existencia de estratos inclinados en el mismo sentido de la ladera favorece el escurrimiento de aguas subterráneas o superficiales. Aguas superficiales pueden provenir, entre otras fuentes,

de lluvias, infiltraciones mayores por modificaciones en la protección superficial o vegetación de los taludes, filtraciones o roturas de ductos o incluso de escurrimientos en quebradas u otras estructuras similares existentes aguas arriba del proyecto. Aguas subterráneas pueden provenir, entre otras, de napas freáticas, napas colgadas, filtraciones de elementos enterrados o infiltraciones aguas arriba de la zona de proyecto, que ingresan al terreno en profundidad y se transforman en escurrimientos subterráneos.

Para el caso particular de laderas de dunas, la interfaz entre el estrato rocoso y el dunar resulta ser favorable para el escurrimiento de aguas subterráneas, las cuales, como se ha mencionado previamente, no necesariamente corresponden a napas freáticas. El escurrimiento de aguas a través de la interfaz macizo rocoso-duna o maicillo-duna se ha registrado en varios proyectos en las Dunas de Concón.

En caso de maicillos, dado que diferentes estratos pueden comportarse de manera distinta (zona superior más arcillosa, a la que subyacen estratos areno limosos que presentan transición hacia la roca que le dio origen), los estratos menos permeables del perfil residual o bien las discontinuidades de la roca o heredadas en el maicillo pueden conducir aguas producto de escurrimientos superficiales o subterráneos. Estas aguas pueden aflorar en la interfaz entre el maicillo y la roca fracturada. También puede suceder que estratos más superficiales del perfil residual hayan acumulado aguas y al realizarse excavaciones éstas afloren. Ambos casos han sido registrados en excavaciones en este tipo de suelos, especialmente en zonas de quebradas.

Los aspectos antes mencionados deben ser considerados en los proyectos de estabilidad (local y global), estabilización, entibación y contención, así como en los proyectos de fundación, drenaje, saneamiento, aguas lluvias y especialidades afines, según corresponda. Es responsabilidad del ingeniero que proyecta el sistema de estabilización definir la forma en que los flujos detectados o esperados en el proyecto han sido considerados y reportarlo como hipótesis de diseño en la memoria de cálculo, planos del proyecto o especificaciones técnicas.

Se deben implementar las medidas de drenaje y mitigación de flujos de agua, filtraciones y escurrimientos que puedan inducir empujes sobre los sistemas de entibación o en los taludes estabilizados (ver las secciones específicas para estos fines en este manual). Sin embargo, en adición a lo anterior, desde el punto de vista de diseño geotécnico, es una práctica recomendable que las evaluaciones de estabilidad incluyan también análisis considerando que algunas de las medidas de drenaje y mitigación pudieran fallar por un periodo breve de tiempo, durante el cual el sistema de estabilización o entibación debe continuar prestando servicio. Esta evaluación permitiría mantener la seguridad del sistema de entibación o estabilización mientras se llevan a cabo las acciones

necesarias para reparar o restaurar el sistema o elemento de drenaje o mitigación que pudo fallar. Esta medida es una buena práctica también para taludes no reforzados.

4.3.1.6. ACCESIBILIDAD DE EQUIPOS - TECNOLOGÍAS

Uno de los factores que influyen en la definición de las posibles alternativas de estabilización son los accesos para personal y equipos, tanto por viabilidad técnica como por seguridad. Especialmente en caso de laderas con inclinaciones significativas, las posibilidades de acceso de equipos y personal se ven limitadas.

Pendientes de laderas muy inclinadas pueden impedir el acceso de algunos equipos de estabilización (de fundación también). Sectores con pendientes abruptas, angostas o irregulares como las que se han producido como consecuencia de los socavones ocurridos en la Región de Valparaíso representan condiciones especialmente complejas en términos de acceso de personal y equipamiento idóneo para la solución de estabilización. Por lo anterior, si desde el punto de vista técnico del proyecto se considera que es necesario el uso de equipos que tienen dificultad de acceso, ascenso o posicionamiento, se debe considerar la preparación previa de la ladera para generar plataformas, rampas, caminos y demás condiciones que permitan el uso de estos. La preparación previa implica evaluación del alcance de la intervención a la ladera y si estas modificaciones pueden adicionar inestabilidad a la zona en estudio. Por esta razón, estabilizaciones permanentes pueden requerir del trazado y diseño de estabilizaciones temporales para permitir el acceso y desarrollo de las labores de estabilización permanentes.

4.3.1.7. INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS

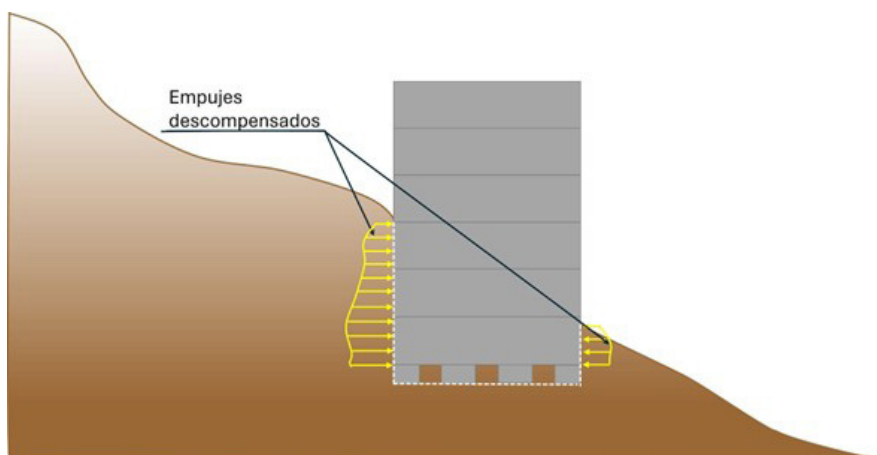
4.3.1.7.1. EMPUJES DESCOMPENSADOS

Para construir una estructura en una ladera, es posible que se requieran excavaciones o cortes de terreno, como se muestra esquemáticamente en la Figura mm. En este contexto, la estructura suele estar más enterrada en la parte alta de la ladera (cara posterior del edificio) y menos enterrada en la parte baja (cara frontal). Esta diferencia en la profundidad de enterramiento genera empujes de suelo descompensados sobre la edificación. Para abordar esta interacción entre el suelo y la estructura, se pueden considerar dos enfoques:

- Analizar, en conjunto con la especialidad de cálculo estructural, la necesidad o conveniencia de incorporar dichos empujes en el diseño de la estructura.
- Diseñar un sistema de estabilización permanente que controle

los empujes y prevenga un aumento en la solicitación sobre la edificación.

Figura 40: →
Esquema de empujes descompensados.



Cabe a los especialistas a cargo del diseño del proyecto la elección de la alternativa viable para el proyecto.

Es importante destacar que cuando se requiere proyectar estabilizaciones permanentes, además de las precauciones y protecciones de diseño específicas para este tipo de sistemas, se debe evaluar si los elementos de estabilización se encontrarán dentro de los límites del terreno del proyecto. De no ser el caso, se deberán considerar las siguientes opciones:

- Reevaluar el proyecto para evitar que haya elementos permanentes, tales como anclajes activos o pasivos, traspasando los límites del terreno. La razón de ello es que si hay elementos permanentes en terrenos que no son propiedad del proyecto existe riesgo de que éstos sean descubiertos, cortados o dañados de alguna forma. Lo anterior comprometerá no solo la integridad de la estabilización permanente proyectada sino la de toda la zona de influencia de esta, incluyendo posibles estructuras o terrenos vecinos. Estas consecuencias deben ser consideradas en el proceso de toma de decisiones sobre el trazado del proyecto que requiere el diseño de sistemas de estabilización permanentes.
- Establecer una servidumbre para proteger los derechos del propietario del proyecto en desarrollo y del vecino, así como regularizar, dejar registro y proteger la existencia e integridad de elementos de estabilización permanentes que se extienden bajo el terreno vecino. Se podrá establecer una servidumbre de subsuelo, para fines específicos como anclajes pasivos o activos permanentes, o algún otro tipo de servidumbre que permita

atender estos fines. Esta servidumbre debe identificar claramente los elementos permanentes que se encuentran en el subsuelo. Además, la Servidumbre debe inscribirse en el Conservador de Bienes Raíces o instancia vigente que corresponda, de manera que se tenga registro formal de estos elementos permanentes frente a terceros durante todo el periodo en servicio de éstos. Los detalles e impactos técnicos, legales, y económicos deberán ser considerados en el proceso de toma de decisiones sobre el trazado del proyecto que requiere el diseño de sistemas de estabilización permanentes.

4.3.1.7.2. INTERACCIÓN DE LA ESTABILIZACIÓN O ENTIBACIÓN CON ESTRUCTURAS EXISTENTES O FUTURAS

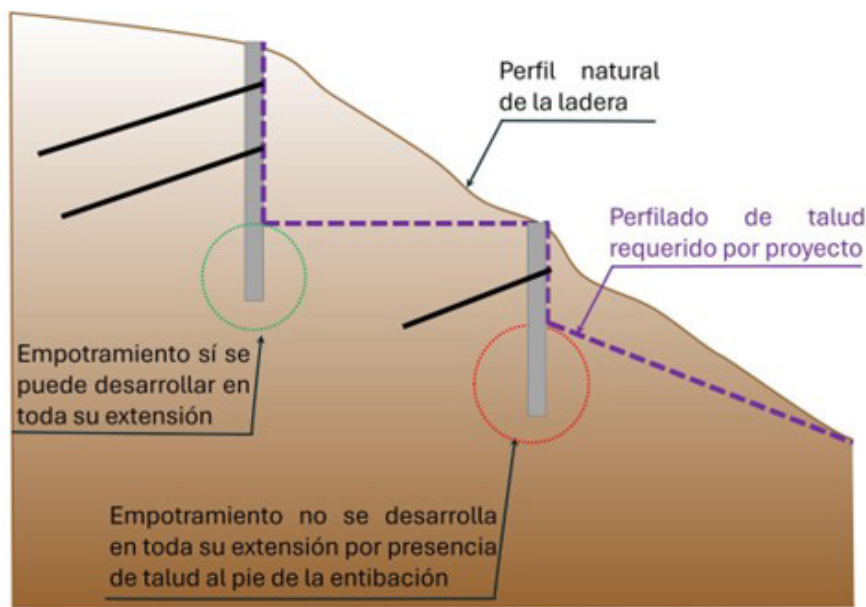
En muchos casos, las construcciones en laderas incluyen sectores escalonados (o aterrazados), de mayor o menor extensión. Esto puede ocurrir con casas, edificios o trazados de tuberías y ductos, entre otros. En consecuencia, la estabilidad del talud o de la entibación debe revisarse en conjunto con la de las estructuras que en él se apoyan y transfieren esfuerzos. Esta evaluación debe incluir tanto las estructuras que ya existen y que se encuentran en la zona de posible falla del talud o la entibación, como aquellas que se construirán con posterioridad, pero aún dentro del periodo de servicio de la entibación, estabilización o contención.

4.3.1.8. EMPOTRAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN, ESTABILIZACIÓN Y ENTIBACIÓN.

Al igual que en el caso de sistemas de fundación en laderas, los sistemas de estabilización o entibación o contención podrían requerir emplazarse con su zona de empotramiento a borde de la ladera natural o de un talud producto del escalonamiento requerido por el proyecto. La Figura tt muestra de forma esquemática esta situación.

Figura 41: →

Esquema de entibación con zona de empotramiento en talud.



(*)Distribución y tipo de arriostramientos así como tipología de entibación es esquemática y debe ser definida según necesidades de cada proyecto.

4.3.1.9. TEMPORALIDAD EN LA CONDICIÓN DE SERVICIO

De acuerdo con las necesidades del proyecto, interacción con otras especialidades (usualmente, aunque no limitado a la especialidad de cálculo estructural) y del tipo de estructura que se proyecta construir, las entibaciones pueden requerir prestar servicio según condición temporal o permanente.

Según la norma NCh 3206 Of. 2010, "Se considera como elementos temporales la entibaciones, taludes y elementos de arriostramiento cuya vida útil sea menor o igual que dos años"

Un caso de necesidad de estabilización permanente ocurre cuando los empujes de terreno superan a aquellos que la estructura puede soportar, o bien cuando para tomar dichos empujes de suelo el proyecto de cálculo incrementa de manera significativa (espesores de muro, armaduras, etc.). Estas condiciones son usuales cuando se presentan cortes de terreno que generan empujes descompensados (aspecto ya tratado en este documento). En esos casos se evita traspasar empujes de suelo y diseñar la entibación permanente.

Es muy importante que la definición de temporalidad del proyecto de entibación o estabilización sea definida en etapas tempranas del proyecto, pues su diseño y construcción es diferente de aquellos que solo prestarán servicio en condición temporal.

4.3.2. EXCAVACIÓN PARA CONTROL DE INFILTRACIÓN Y SISTEMAS DE DRENAJE EN DUNAS Y MAICILLOS (SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEO)

La implementación de un sistema de drenaje adecuado es un aspecto crítico en estos escenarios, ya que la acumulación de agua en el suelo puede afectar tanto la capacidad portante del terreno como la estabilidad general de la ladera. El drenaje superficial es esencial para evitar la infiltración excesiva y la erosión del material granular. Asimismo, el drenaje subterráneo es necesario para reducir la presión de poros en suelos susceptibles a saturación y controlar la variación del nivel freático. Un diseño adecuado de estos sistemas debe considerar tanto la capacidad de evacuación como el mantenimiento a lo largo del tiempo para asegurar su correcto funcionamiento y prevenir problemas a futuro.

Los lineamientos sobre sistema de drenaje se entregan en la sección de Obras de Drenaje y Canalización en Laderas de este manual.

4.4. ESTRATEGIAS PARA EL TRATAMIENTO Y CONTROL DE LA EROSIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES EN LADERAS COMPUESTAS POR DUNAS Y MAICILLOS

En aquellos casos donde los taludes conformados por maicillo o dunas estén expuestos a agentes erosivos como la lluvia o el viento, se deberá implementar un sistema de control de erosión que garantice la estabilidad superficial del terreno, independiente si se ha garantizado la estabilidad global del talud con técnicas como control geométrico o estabilización mediante estructuras rígidas o suelo clavado, el proyectista deberá presentar un estudio para el control de desprendimiento de finos a fin de evitar que los agentes erosivos como lluvia o viento puedan producir fallas en los taludes

De acuerdo con la norma EN 14490:2010, los sistemas disponibles para el control de inestabilidad superficial que pueden ser aplicados en taludes conformados por maicillo o dunas se clasifican en refuerzos superficiales rígidos, dúctiles o flexibles. A continuación, se describen algunos de estos sistemas, sin perjuicio de que puedan incorporarse nuevas tecnologías o metodologías que contribuyan a mejorar la estabilidad superficial y el control de erosión en este tipo de terrenos.

4.4.1. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL RÍGIDOS

Los sistemas de refuerzo superficial rígido son recomendados especialmente para el control de la deformación total del talud, o en condiciones donde la pendiente supera los 70°. Dentro de esta categoría

se destacan soluciones como el hormigón proyectado, productos laminares de hormigón y vigas de hormigón, los cuales proporcionan soporte estructural directo y contribuyen significativamente a la estabilidad superficial del terreno.

4.4.1.1. HORMIGÓN PROYECTADO (SHOTCRETE) CON REFUERZO METÁLICO Y DRENAJE

El sistema de hormigón proyectado comprende la aplicación neumática de una mezcla de cemento, áridos, agua y aditivos sobre superficies naturales o artificiales, con el objeto de conformar un revestimiento estructural de alta adherencia, resistencia y durabilidad. Este tipo de hormigón se empleará ajustándose a lo establecido en el Manual de Carreteras - Volumen 5, Sección 5.502 "Hormigones de Revestimiento". El hormigón proyectado podrá ser colocado por vía húmeda o vía seca, según las condiciones del terreno y los medios disponibles, debiendo garantizarse una compactación homogénea producto del impacto de proyección y una superficie final continua y sin segregación de materiales. El revestimiento deberá incorporar un refuerzo de malla de acero galvanizado, de tipo electrosoldada o tejida, con resistencia y separación de alambres conforme a lo indicado en el proyecto, la cual se fijará al sustrato mediante pernos o anclajes de acero para garantizar la adecuada transmisión de esfuerzos y controlar la fisuración superficial.

Podrán utilizarse aditivos plastificantes, reductores de agua o acelerantes de fraguado certificados conforme a NCh 2256, previa aprobación de la ITO. Cuando el diseño lo exija, podrán incorporarse fibras metálicas o sintéticas para mejorar el comportamiento estructural del hormigón, su resistencia a la fisuración y su capacidad de absorción de energía.

El espesor del revestimiento, la resistencia característica del hormigón y la densidad del refuerzo metálico serán los definidos en el proyecto. Se deberán disponer barbacanas de drenaje conforme a lo establecido en la Sección 5.615.301 "Barbacanas de Desagüe" del Manual de Carreteras, empleando tubos de PVC del diámetro especificado, provistos de geotextil en el extremo de salida y sellados perimetralmente con mortero hidráulico con acelerante de fraguado. Estas barbacanas deberán instalarse previamente a la proyección del hormigón, manteniendo su posición y alineamiento de manera que no se afecte la resistencia de los elementos estructurales ni la continuidad del drenaje. En el caso de muros, los sistemas de drenaje podrán complementarse con geocompuestos drenantes o rellenos estructurales permeables conforme a la Sección 5.206 y 5.606 del Volumen 5.

El conjunto formado por el hormigón proyectado, la malla de acero de refuerzo y las barbacanas de drenaje deberá garantizar la estabilidad, impermeabilidad y durabilidad del paramento revestido, constituyendo un sistema integral de sostenimiento y protección superficial que

permita resistir las acciones hidrostáticas y mecánicas del terreno, contribuyendo al control de erosión y desprendimientos.



← **Figura 42:**
Talud con shotcrete (Fuente: Putzmeister)

4.4.1.2. PRODUCTOS LAMINARES DE HORMIGÓN

Dentro de los productos laminares que ofrece el mercado existen mantos de hormigón en rollo con resistencia a compresión de hasta 80 MPa.



← **Figura 43:**
Manto de Hormigón | Compresión 80 [MPa]
(Proyecto en Francia) (Fuente: Emin)

4.4.2. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL FLEXIBLES

Los refuerzos flexibles conforman un sistema eficaz para controlar la estabilización superficial y la erosión en taludes que requieren esfuerzos considerables, por ejemplo, taludes en maicillo con pendientes entre 40° y 70°. Este tipo de paramento permite transmitir las cargas de manera controlada hacia los anclajes, destacando el uso de mallas de acero de alta resistencia como elemento clave en su desempeño estructural

4.4.2.1. MALLAS DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA

La malla de acero de alta resistencia se utiliza como elemento fundamental para el control de la estabilización superficial del talud. La malla debe ser de construcción tejida y homogénea, con hebras cuyos extremos estén anudados y retorcidos para formar bucles que eviten puntos débiles estructurales. Esta malla debe cumplir con una resistencia mínima de 150 kN/m en su dirección principal y una deformación máxima del 7% a carga de rotura, conforme a la norma ASTM A975-21. El alambre debe cumplir con el ensayo de niebla salina según la norma EN ISO 9227, garantizando una durabilidad mínima de 2.500 horas antes de la aparición del 5% de óxido marrón oscuro. Complementariamente, las placas de reparto deben resistir al menos 90 kN frente al punzonamiento, y los accesorios como cables y sujetacables tipo FF-C-450 deben cumplir con las mismas exigencias técnicas del sistema para asegurar su desempeño y durabilidad en condiciones exigentes.

Figura 44: →
Talud estabilizado superficialmente en Av. La Marina Cartagena (Fuente: Geobrugg)



4.4.2.2. SISTEMA DE VEGETACIÓN REFORZADA

Este enfoque está respaldado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA), según lo establecido en los documentos EPA 832-F-99-027 y EPA 832-F-99-002, ambos de septiembre de 1999. En ellos se destaca que una de las formas más efectivas de prevenir la erosión y la sedimentación es mediante la incorporación de vegetación, la cual proporciona múltiples beneficios: control de polvo, reducción del riesgo de erosión, incremento en la infiltración, atrapamiento de sedimentos, estabilización de la capa superficial del suelo y disipación de energía posterior a eventos de lluvia. Asimismo, se reconoce el uso de mantas TRM como una solución eficaz en el manejo de torrentes, al combinar el crecimiento vegetal con materiales sintéticos para reforzar la superficie del terreno.

En estratigrafías tipo maicillo, caracterizadas por baja porosidad, escasa permeabilidad y alta vulnerabilidad a la erosión superficial durante precipitaciones intensas, se recomienda emplear sistemas como vegetación reforzada, mallas reforzadas ancladas o mantos de hormigón, según corresponda.

Para estratigrafías tipo dunas, se sugieren las mismas soluciones, y en caso de optar por vegetación reforzada o malla vegetalizada anclada, se debe realizar un riego previo por aspersión con agua limpia para generar cohesión aparente en las partículas de arena, permitiendo una aplicación segura de hidrosembrado o suelo biótico. Posteriormente, se debe revestir de inmediato con TRM antes de que el suelo se deshidrate, y ejecutar sujeciones o anclajes según corresponda.

En taludes que presentan estabilidad global, el uso de sistemas de hidrosembrado o suelo biótico constituye una solución eficaz para el control de la erosión superficial. Sin embargo, ante condiciones de erosión severa y la presencia de potenciales fallas superficiales, se recomienda incorporar al diseño el Sistema Vegetalizado de Malla Reforzada Anclada, en el cual los anclajes cumplen una función estructural clave al contribuir directamente a la estabilización global del talud.

Este sistema debe considerarse especialmente en proyectos que presenten pendientes con gradientes de 3:1 y longitud igual o superior a 10,70 m; 2:1 con longitud igual o superior a 7,60 m; y 1:1 con longitud igual o superior a 4,60 m. La solución técnica consiste en la combinación de hidrosembrado o suelo biótico —incluyendo semillas y fertilizantes según las condiciones del terreno— junto con mantos de control de erosión permanentes tipo TRM (Turf Reinforcement Mat), los cuales deben tener una resistencia mínima a la tensión de 29.2 x 26.3 kN/m y una vida útil igual o superior a 25 años.

Para garantizar la efectividad del sistema, estos elementos deben complementarse, además de los anclajes que componen la estabilización global del talud, con anclajes a tierra por percusión,

Figura 45: →
Sistema Vegetalizado de Malla Reforzada
Anclada. (Fuente: Emin)



4.4.3. SISTEMAS DE REFUERZO SUPERFICIAL DÚCTILES

Los refuerzos dúctiles tienen por objetivo evitar el desprendimiento de material suelto propio del terreno, por lo tanto, no controlan la deformación del talud. Su función, además, es prevenir la formación de cárcavas, las cuales pueden inducir fallas progresivas en la superficie. Este tipo de soluciones se recomienda en taludes cuya pendiente sea inferior al ángulo de fricción del material. Adicionalmente, este tipo de paramentos dúctiles puede utilizarse como complemento en el control de erosión de finos, tanto en sistemas rígidos como flexibles, ya que aportan propiedades mecánicas adecuadas para la estabilización del terreno.

4.4.3.1. HIDROSIEMBRAO

Para favorecer el establecimiento vegetal en el corto plazo, especialmente en terrenos con bajo contenido de materia orgánica ($<5\%$), se recomienda complementar los sistemas de control de erosión con una enmienda biótica que mejore las condiciones del sustrato. En sistemas de hidrosembrao, el mulch hidráulico debe estar compuesto por fibras de madera virgen 100 % recicladas y refinadas térmicamente, especificando su longevidad funcional (meses), efectividad en el control de erosión (%), establecimiento vegetal (%) y factor de cobertura. Las semillas utilizadas deben ser de ciclo perenne y la fertilización inicial

debe realizarse con productos 100 % solubles en agua y de acción rápida. Además, se sugiere realizar un análisis químico del suelo para determinar su contenido de materia orgánica y definir la compatibilidad entre especies vegetales y fertilizantes según los parámetros del terreno. Estas condiciones agronómicas básicas son esenciales para garantizar el éxito del proceso de revegetación.



← **Figura 46:**
Hidrosembrado sobre el talud (Fuente: Emin)

4.4.3.2. MANTOS DE CONTROL DE EROSIÓN

El control de material fino puede realizarse mediante geomalla o geotextil, según las condiciones del terreno y la capacidad de revegetación del talud:

- a. Geomalla:** Debe venir termofusionada en fábrica a la malla de acero, conformando un único elemento integral. Esta configuración permite controlar la erosión y facilitar el revegetado del talud, asegurando el comportamiento conjunto de ambos materiales y evitando desplazamientos diferenciales, desprendimientos prematuros y sobrecostos en la instalación. La geomalla debe tener un espesor mínimo de 14 mm, resistir temperaturas de hasta 160 °C, contar con una densidad mínima de 400 g/m² y ser resistente a rayos UVA.

Figura 47: →
Geomalla termofusionada (TECCO GREEN)
(Fuente: Geobrug)



b. Geotextil: Debe ser no tejido, fabricado con fibras sintéticas de poliéster, polipropileno u otro polímero con propiedades adecuadas de funcionalidad, resistencia y estabilidad, conforme a la norma AASHTO M288 vigente. Los rollos deben estar identificados y certificados por el fabricante, con respaldo de laboratorio conforme a ASTM D4759.

c. Esterillas sintéticas: Como alternativa, existen soluciones laminares que se adhieren directamente al talud y se seleccionan según el grado de erosión. Para erosiones de muy baja intensidad, se recomienda el uso de mantas temporales de fibra de coco biodegradable. En cambio, para erosiones de baja a mediana intensidad, se sugiere aplicar esterillas sintéticas permanentes tipo TRM (Turf Reinforcement Mat), las cuales ofrecen una mayor resistencia y durabilidad frente a las condiciones del terreno.



← **Figura 48:**
Mantas de Control de Erosión Permanentes
TRM (Turf Reinforcement Mat / Esterilla de
Refuerzo de Vegetación) (Fuente Emin)



← **Figura 49:**
Manta de Control de Erosión Temporal Fibra
de Coco. (Fuente Emin)

4.4.3.3. MALLA DE ACERO DE MEDIANA RESISTENCIA

Las mallas de mediana resistencia se emplean para el control de desprendimientos menores en taludes que no presentan riesgo de acumulación significativa de material en su base. Estas pueden ser estacadas directamente sobre la cara del talud y sostenidas únicamente en el coronamiento mediante anclajes geotécnicos. En el caso del paramento, la malla de acero debe ser tejida y homogénea, con hebras

cuyos extremos estén anudados y retorcidos formando bucles que eviten puntos débiles. Debe cumplir con una resistencia mínima de 50 kN/m en su dirección principal y una deformación máxima del 7% bajo carga de rotura, conforme a la norma ASTM A975-21, combinándose con un manto anti erosivo, como se describió en el inciso anterior para el control de finos.

4.4.4. CONSIDERACIONES PARA LOS SISTEMAS Y/O PRODUCTOS DEL CONTROL DE EROSIÓN

Es fundamental comprender que los sistemas y productos destinados al control de erosión superficial no están diseñados para resolver problemas de inestabilidad estructural o global, ni para mitigar eventos como asentamientos, deslizamientos, derrumbes, remociones de tierra, fallas superficiales, grietas de retracción o saturación por aguas. Asimismo, no son efectivos frente a erosión causada por flujos superficiales provenientes de áreas externas, ni ante acumulaciones de agua por deficiencias en canalización o drenaje. Tampoco están preparados para resistir tensiones hidráulicas que excedan su capacidad de diseño, ni impactos no hidráulicos como cargas por mantenimiento, animales, nieve o escombros. En estos casos, se recomienda complementar con soluciones específicas como contrafosos, fosos impermeables, sistemas de drenaje eficientes y estudios geotécnicos detallados que permitan abordar integralmente las condiciones del terreno y garantizar su estabilidad.

4.5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN DUNAS Y MAICILLOS

4.5.1. PRINCIPALES CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

Independientemente de que el talud se desarrolle en maicillos, es importante destacar el hecho de que, al tratarse de aspectos sísmicos de taludes, aparece inmediatamente una condición geométrica, la que difiere de lo comúnmente considerado como campo libre con una superficie horizontal o cercana a la horizontal. Esta condición geométrica al menos tiene los siguientes efectos asociados con estructuras en el talud mismo, o en las cercanías del coronamiento:

- La clasificación sísmica de sitio es de mayor complejidad, pues no es directa la evaluación del periodo fundamental del sitio mediante el método de razón espectral H/V. Tampoco es posible aplicar la metodología de análisis espectral de ondas superficiales para estimar el perfil de velocidades de ondas de corte en profundidad. Esta situación obliga a la ejecución de mediciones del perfil de ondas de corte mediante, por ejemplo, ensayos down-hole y a evaluar numéricamente el periodo fundamental del sitio en talud o en la inmediación de un talud.

- La determinación de la capacidad de soporte estática y sísmica de fundaciones (horizontales) apoyadas en un talud, o al borde de éste, también requieren de análisis especiales que incluyan los efectos del estado tensional estático, el modo de falla de la fundación y las acciones sísmicas modificadas por la geometría del talud.

Adicionalmente, es necesario tener presente los efectos negativos de potenciales flujos de agua que pudiesen existir debido a un aumento del nivel freático en el sector, o a la presencia permanente de éste.

En relación con la materialidad del talud en maicillo, es importante tener presente que estos suelos residuales heredan las discontinuidades de la roca madre, los que suelen transformarse en planos de debilidad del conjunto, los que son difíciles de identificar y caracterizar geotécnicamente. En este contexto, es altamente necesaria la ejecución de estudios de mapeo geológico que permitan estimar las orientaciones de las discontinuidades primarias y secundarias y su relación geométrica con el talud, así como su resistencia al deslizamiento.

4.5.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICA Y SÍSMICA

La evaluación de la estabilidad de taludes es posible realizarla mediante la metodología de equilibrio límite, para lo cual se requiere básicamente la resistencia al corte del terreno, teniendo presente los posibles planos de debilidad con su geometría y resistencia. En el caso sísmico es posible utilizar el método pseudo-estático, para el cual es necesario incluir los coeficientes sísmicos horizontal y vertical.

Los coeficientes sísmicos son parámetros empíricos para los cuales existen una importante cantidad de referencias. En este documento se proponen los siguientes valores del coeficiente sísmico horizontal, los que pueden ser modificados con la debida justificación técnica.

- Zona Sísmica 1: $K_h = 0.15$
- Zona Sísmica 2: $K_h = 0.18$
- Zona Sísmica 3: $K_h = 0.22$

El coeficiente sísmico vertical se recomienda sea $2/3K_h$. Se debe considerar la fuerza inercial vertical actuando tanto hacia arriba como hacia abajo, utilizando como resultado del análisis el FS menor.

Dependiendo de las obras del proyecto, los factores de seguridad, FS, requeridos pueden variar en sus valores. A modo de referencia es posible considerar los siguientes factores de seguridad mínimo:

- Condición estática: $FS > 1.7$
- Condición sísmica: $FS > 1.3$

Los análisis pseudo-estáticos asumen el supuesto conservador de un suelo que se comporta como material rígido-plástico, lo que sobrestima la resistencia de la interfaz. Por ello, esta simplificación es válida para taludes de alturas inferiores a aproximadamente 6 metros y que se respetan los FS indicados. Análisis que consideren la flexibilidad del talud, como métodos numéricos, podrían resultar más realistas. El uso de análisis numéricos dinámicos tensión-deformación son una opción de mayor calidad técnica si se utilizan modelos constitutivos adecuadamente calibrados a través de ensayos. Estos análisis deben tener antecedentes de sitio suficientes en la forma prospecciones de terreno y ensayos de laboratorio. De lo contrario, estos análisis se transforman en ejercicios numéricos que pueden no ser representativos de la realidad.

El coeficiente sísmico vertical y horizontal se podrán utilizar estos valores como recomendación a menos que exista una norma chilena vigente que especifique otros procedimientos, parámetros u otros valores para este análisis

4.5.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE MAICILLOS

Para el desarrollo de análisis dinámicos tensión-deformación es útil la ejecución de los siguientes ensayos de laboratorio utilizando muestras de maicillo en bloque, o de testigos de sondajes a rotación de triple pared:

- Columna resonante
- Bender elements
- Triaxial cíclico y/o
- Corte simple cíclico

Los resultados de estos ensayos deben ser utilizados en la calibración del modelo constitutivo que se utilice en el análisis dinámico. Se deben incorporar las discontinuidades heredadas, caracterizadas geométrica y geotécnicamente.

CAPÍTULO 5

RECOMENDACIONES PARA

CONSTRUCCIONES EN

SUELOS EROSIONABLES,

MANTENCIÓN Y REPARACIÓN

DE SISTEMAS DE DRENAJES

EN DUNAS Y MAICILLOS EN

PENDIENTES

5. RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIONES EN SUELOS EROSIONABLES, MANTENCIÓN Y REPARACIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJES EN DUNAS Y MAICILLOS EN PENDIENTES.

5.1. OBRAS DE DRENAJE Y CANALIZACIÓN EN LADERAS

Un sistema de drenaje adecuado es esencial para la estabilidad de laderas en terrenos de dunas y maicillos, ya que el agua es uno de los principales factores desencadenantes de fallas y socavones en estos suelos. Es imperativo que un especialista hidráulico, incluyendo el efecto del cambio climático, proyecte las obras de drenaje que capten, conduzcan y dispongan las aguas lluvias de manera segura, evitando infiltraciones descontroladas en el macizo.

En la cima y laderas de las dunas intervenidas, se recomienda construir canaletas o cunetas de coronación que intercepten el agua superficial antes de que descienda por la pendiente. Estas canaletas deben contar con una pendiente longitudinal adecuada para evacuar el agua rápidamente hacia descargas controladas, dimensionándose para el caudal de lluvia de diseño, considerando eventos de alta criticidad. Pueden revestirse con hormigón simple, mampostería o utilizar canales prefabricados, siempre previendo rejillas o disipadores si la velocidad del agua pudiera causar erosión aguas abajo. Además, en tramos intermedios de taludes largos, se pueden habilitar bermas horizontales con drenajes longitudinales que capturen flujos escurridos por la cara del talud, reduciendo la erosión en la parte inferior.

Los bajantes pluviales y canalizaciones verticales que transporten el agua desde la coronación hasta la base de la ladera deben estar encauzados en tuberías cerradas o canaletas resistentes, para evitar la formación de cárcavas por el agua escurriendo libremente por la pendiente. Es importante incorporar disipadores de energía en las salidas de estos conductos (como pozos con roca o deflectores) para que el agua descargada al pie de la ladera no cause erosión en el terreno receptor. Idealmente, las aguas lluvias recolectadas deben integrarse a la red de alcantarillado pluvial urbana existente. Si no existe tal red cercana, se podrá descargar en cauces naturales o pozos de infiltración especialmente diseñados, asegurando que la infiltración ocurra en estratos profundos más competentes y lejos de las estructuras, para no comprometer la estabilidad.

En cuanto al drenaje subterráneo, si el estudio geotécnico detecta la posibilidad de acumulación de agua dentro del suelo (ya sea por ascenso de la napa freática estacional o por infiltración desde terrenos

aledaños), se deberán implementar sistemas de drenaje profundo. Esto puede incluir drenes horizontales insertados en el talud (tuberías perforadas envueltas en geotextil, colocadas inclinadas para interceptar el flujo subsuperficial y sacarlo al exterior) o pozos drenes verticales rellenos de grava que capten agua subálvea. Los drenes subterráneos alivian la presión de poro y previenen la generación de filtraciones que puedan provocar socavamientos internos en los maicillos. Es fundamental realizar mantenimientos periódicos a estos drenes, lavándose o reemplazando el material filtrante si se colmatan con finos con el tiempo.

5.2. INSTALACIONES SANITARIAS Y OTRAS UTILIDADES EN LADERAS

En las laderas, es crucial la instalación adecuada de tuberías de agua potable, alcantarillado y otras infraestructuras subterráneas. Se deben utilizar tuberías continuas y de alta calidad con uniones soldadas o termo-fusionadas para minimizar fugas. Las cañerías de agua potable deben incluir válvulas de corte sectorizadas y sistemas de detección de fugas para aislar rápidamente el tramo afectado en caso de rotura. En alcantarillado, se recomiendan tuberías con uniones de gasket herméticas y pruebas de presión o vacío para asegurar su estanqueidad.

Las tuberías en laderas requieren protección adicional, como envolventes de material estabilizado o concreto pobre en zonas críticas. Es conveniente instalar drenes de arena y grava bajo los ductos principales para canalizar el agua hacia un drenaje principal. Estos drenes deben conectarse a pozos de inspección con sistemas de bombeo de emergencia.

También es importante gestionar adecuadamente el riego de áreas verdes en laderas. Se sugiere usar jardinería xerófila que requiera poco riego y optar por sistemas de goteo con temporizadores para evitar saturar el terreno. Piscinas o estanques decorativos deben tener impermeabilizaciones de alta calidad y sistemas de detección de fugas para prevenir colapsos.

En resumen, las instalaciones en laderas deben diseñarse y ejecutarse con altos estándares para manejar el riesgo del agua. Es esencial recolectar y encauzar toda el agua posible, minimizar la infiltración descontrolada y contar con redundancias para manejar fallas sin comprometer la estabilidad del sitio.

5.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN EN LADERAS

Las Especificaciones Técnicas de un proyecto en laderas de dunas y maicillos deben reflejar las recomendaciones del estudio geotécnico y las medidas particulares necesarias para este tipo de suelo. A continuación, se enumeran lineamientos clave que deben incorporarse en las especificaciones:

- **Movimiento de tierras y compactación:** Especificar que todo relleno estructural en la ladera (terraplenes, material de respaldo de muros, nivelaciones) debe realizarse con material granular apropiado, libre de basura u orgánicos, y compactado en capas delgadas (20–30 cm) hasta lograr al menos un 95% de densidad Proctor Modificado. En zonas críticas podría requerirse hasta 98%. Las especificaciones deben indicar el método de control (ensayos de densidad in situ por el método del cono de arena o densímetro nuclear) y la frecuencia de ensayos (por ejemplo, mínimo 1 por cada 200 m³ colocados o según indique el ingeniero residente).
- **Preparación de fundaciones:** Incluir cláusulas que exijan que la cimentación se apoye sobre suelo firme natural o mejorado según lo definido por el ingeniero geotécnico. Si durante la excavación de fundaciones se encuentra material suelto o distinto al esperado (p. ej., bolsones de arena, materia orgánica), se debe notificar al proyectista geotécnico y sobre-excavar hasta encontrar estrato competente, rellenando luego con material seleccionado compactado o con hormigón pobre, según corresponda. Ninguna cimentación se podrá apoyar en rellenos no controlados o suelo de duna suelto; de ser necesario, primero se estabilizará o consolidará el estrato. Lo anterior se verificará por medio de la recepción del sello de fundación a realizar por el especialista geotécnico del proyecto.
- **Protección de taludes en obra:** Establecer que los taludes temporales o permanentes deben protegerse contra la erosión inmediatamente. Por ejemplo: “Los taludes expuestos por más de 14 días o ante eventos pronosticados de lluvia deberán cubrirse con geomanta o plástico impermeable en tanto se ejecuta su protección definitiva”, o que “toda obra de contención debe construirse lo más pronto posible luego de la excavación para minimizar la exposición”. Así se obliga al contratista a tomar medidas de control de erosión sin dilación.
- **Materiales para drenaje:** Especificar los materiales de las tuberías de drenaje subterráneo (p. ej., PVC corrugado perforado de 100

mm envuelto en geotextil) y de las obras de conducción superficial. Incluir grava de drenaje de cierta granulometría envuelta en geotextil filtrante en los drenes, para evitar colmatación. Asimismo, definir que el relleno de zanjas de instalaciones sanitarias debe incluir una capa de arena o grava de filtro alrededor de la tubería y luego material compactado en capas para restituir la resistencia del terreno. Se puede exigir que todas las uniones de tuberías enterradas sean inspeccionadas antes del relleno y que se realicen pruebas hidráulicas de estanqueidad.

- Hormigón y acero en elementos de contención: En caso de muros de contención, suelo reforzado u otros elementos estructurales, las especificaciones de materiales deben ser rigurosas. Por ejemplo, hormigón de resistencia característica mínima (p.ej. $G > 25$) con aditivos impermeabilizantes si estará en contacto con suelo húmedo, recubrimientos mínimos de acero mayores que los usuales (por la agresividad del ambiente costero arenoso que puede ser salino), y en acero de refuerzo usar grados certificados (A630-420H o similar). Incluir que los anclajes o pernos de roca usados en estabilización deben ser de acero galvanizado o con protección anticorrosiva, dados los terrenos posiblemente húmedos, y ensayados a la carga indicada por el diseñador (pruebas de carga a los anclajes activos definidos por el proyectista).
- Control de calidad y supervisión especializada: Dejar explícito en las especificaciones que se contará con asesoría geotécnica durante la construcción. Esto implica que un profesional especialista revisará la adecuación de los materiales, la ejecución de rellenos, las características del terreno expuesto, etc. Igualmente, indicar que se llevarán registros escritos y fotográficos de cada actividad crítica (compactaciones, instalaciones de drenes, pruebas de estanqueidad, tensado de anclajes, etc.), los cuales serán parte del dossier de calidad entregado al finalizar la obra. Cualquier desviación de las recomendaciones geotécnicas deberá ser documentada y justificada técnicamente, y aprobada por la ITO (Inspección Técnica de Obra) antes de proceder. Todos estos registros se deberán plasmar en el "Libro de obra" físico y/o digital.

En resumen, las especificaciones técnicas deben ser lo suficientemente detalladas para asegurar que el contratista comprenda las exigencias particulares de construir en laderas de dunas y maicillos. Al traducir las recomendaciones del diseño en cláusulas contractuales claras, se logra una ejecución más segura y conforme a los estándares, minimizando la posibilidad de errores que puedan comprometer la estabilidad o durabilidad de la edificación.

5.4. EJECUCIÓN DE OBRAS EN LADERAS DE DUNAS Y MAICILLOS – RESUMEN Y CONTEXTO LOCAL

Construir sobre laderas compuestas por dunas o maicillos —materiales granulares sueltos de origen eólico o coluvial— representa un desafío relevante en zonas costeras de Chile, como Reñaca, Concón, Tunquén o Cartagena. Estos suelos presentan una baja cohesión, alta permeabilidad y comportamiento inestable frente a lluvias, excavaciones o vibraciones.

5.4.1. PLANIFICACIÓN Y TERRENO

- Se requiere un **plan de trabajo específico**, basado en estudios geotécnicos previos, que defina:
 - » Secuencia de excavaciones y movimientos de tierra.
 - » Protección de taludes temporales.
 - » Control de aguas lluvia y puntos críticos geotécnicos.
- El **alivianamiento de taludes y nivelación del terreno** debe hacerse por etapas (no cortes verticales ni sobreexcavaciones), manteniendo bermas de protección.

5.4.2. LOGÍSTICA Y SEGURIDAD

- Las **zonas de acopio y tránsito de maquinaria** deben estabilizarse con maicillo compactado, y mantenerse alejadas de los bordes de ladera.
- La maquinaria vibratoria debe usarse con precaución, evaluando su radio de acción sobre la estabilidad de taludes y estructuras vecinas.
- La seguridad geotécnica exige protección activa de trabajadores (entibaciones, cortinas) y cumplimiento estricto del DS N°594/1999.

5.4.3. MANEJO DE AGUAS

- Se deben implementar **drenajes provisionarios antes del invierno** (zanjas, tubos flexibles, pozos de bombeo).
- Es crucial el control diario de **fugas de redes sanitarias existentes o en instalación**, ya que las filtraciones pueden desestabilizar taludes.

5.4.4. EJECUCIÓN TÉCNICA

- La **presencia del geotécnico e ITO** es obligatoria en etapas críticas: fundaciones, muros de contención, drenajes.
- Se deben verificar drenes, rellenos, compactaciones y estabilidad del fondo de excavación antes de avanzar.
- Es común que se descubran condiciones distintas a las esperadas, por lo que se debe estar preparado para recalcular pendientes, inyectar lechadas o modificar fundaciones.

5.4.5. CONTROL DE CALIDAD E INSPECCIÓN EN LADERAS GRANULARES

Ensayos y verificaciones clave:

- **Compactación:** Ensayos Proctor, pruebas de densidad in situ (cono de arena o densímetro nuclear), con registros detallados.
- **Elementos ocultos:** Inspección previa a tapar tuberías, drenes, anclajes y geotextiles. Se recomienda documentar con fotografías georreferenciadas.
- **Monitoreo geotécnico:** Instrumentos simples como testigos de yeso, piezómetros manuales e inclinómetros caseros ayudan a anticipar movimientos o saturaciones.
- **Documentación:** Toda la trazabilidad debe quedar en carpetas o sistemas digitales y entregarse junto a planos "as-built".

5.5. RECOMENDACIONES GENERALES PARA CHILE

Tema	Recomendación
Estabilidad de ladera	Avanzar en terrazas, evitar cortes verticales, instalar drenajes efectivos.
Normativa aplicable	DS N°594/1999 y Guía de Excavaciones de la CChC.
Calidad de ejecución	ITO y geotécnico deben aprobar cada etapa crítica antes de avanzar.
Flexibilidad	Se debe estar preparado para ajustes en diseño y ejecución según condiciones reales del suelo.
Registro	El archivo técnico final debe incluir toda la documentación de calidad, ensayos, y cambios aprobados en terreno.

5.6. MANTENIMIENTO, REFUERZO Y REPARACIÓN DE OBRAS EN LADERA

Una vez construida la edificación y sus obras asociadas en la ladera, el compromiso con la seguridad y estabilidad del terreno debe continuar mediante un mantenimiento regular y planes de acción para eventuales

refuerzos o reparaciones. Las laderas de dunas y maicillos, incluso bien diseñadas, pueden deteriorarse con el tiempo o ante eventos extremos, por lo que se requiere una vigilancia permanente.

5.6.1. MANTENIMIENTO PREVENTIVO:

El sistema de drenaje requiere atención especial: las canaletas y fosos superficiales deben mantenerse despejados de sedimentos, hojas, basura u obstrucciones. Antes de la temporada de lluvias, se debe programar una limpieza general de todos los drenajes superficiales y subterráneos. Si existen pozos de infiltración o drenes, es pertinente revisar que no estén colmatados; de ser necesario, reemplazar la grava filtrante superficial o limpiar mediante sondeo las tuberías perforadas. Mantener el agua en su cauce previsto previene problemas en la ladera.

Asimismo, la cobertura vegetal en la ladera debe cuidarse. Si con el tiempo se seca o pierde densidad la vegetación plantada, se deberá reponer en las épocas adecuadas (otoño, idealmente) para garantizar que el talud tenga protección viva contra la erosión. No se deben introducir especies con raíces invasivas que puedan desestabilizar superficialmente el terreno o romper geomallas, pero sí especies de raíz fibrosa que contribuyan a la cohesión superficial. El riego debe ser controlado: parte del mantenimiento es revisar que los sistemas de riego automático no presenten fugas y estén calibrados para entregar solo el agua necesaria.

5.6.2. REFUERZOS Y MEJORAS POSTERIORES

Si las inspecciones o estudios periódicos detectan que la ladera ha perdido margen de seguridad (por ejemplo, factor de seguridad disminuido por erosión, o nuevas cargas no contempladas originalmente), se debe planificar e implementar un refuerzo antes de que ocurra una falla. Existen múltiples técnicas de refuerzo que se pueden aplicar a posteriori en una ladera de arena o maicillo:

5.6.2.1. CLAVADO DE SUELO (SOIL NAILING):

Consiste en instalar barras de acero inclinadas hacia el interior del talud, adheridas al terreno mediante lechada, que actúan como refuerzo pasivo aumentando la resistencia al corte del macizo. Esta técnica es poco invasiva y puede realizarse en taludes existentes para mejorar su estabilidad. Suele complementarse con un recubrimiento de hormigón proyectado y malla en la superficie del talud para proteger el sistema y controlar la erosión.

5.6.2.2. MUROS DE CONTENCIÓN ADICIONALES:

Si originalmente la ladera era autoestable pero con el tiempo se ha erosionado demasiado en la base, puede ser necesario construir un muro de contención en el pie del talud que actúe como soporte. Este puede ser un muro de gaviones que además drena agua, o un muro de suelo reforzado con geomallas si el espacio lo permite, o incluso un muro de hormigón armado gravitacional o en cantilever. La elección dependerá del espacio disponible, estética y magnitud de la carga a sostener.

5.6.2.3. CONTRAFUERTE O RELLENOS DE PIE:

Una solución geotécnica clásica para aumentar estabilidad es colocar un contrafuerte de suelo – esencialmente un relleno trapezoidal o bloques de gran tamaño de material denso – en el pie del talud, para aplanar la pendiente efectiva y contrarrestar empujes. En laderas de dunas, esto puede lograrse depositando maicillo compactado en la parte baja, quizá confinado con un muro bajo o geoceldas para que no se erosione.

5.6.2.4. MEJORAMIENTO DE DRENAJE ADICIONAL:

Si se encuentra que zonas internas de la ladera están saturándose, se pueden añadir drenes profundos adicionales o incluso pozos de bombeo vertical temporales para bajar la napa. Mantener la ladera lo más seca posible es en sí mismo un refuerzo eficaz.

5.6.3. REPARACIONES DE EMERGENCIAS Y POST-EVENTO:

La reparación definitiva dependerá de la magnitud del daño. Si se formó un socavón o cavidad bajo una fundación, habrá que rellenarlo con material compacto o mejor con inyecciones de lechada cementicia para asegurarse de llenar todos los vacíos (técnica de compensation grouting o grout de compactación). Si colapsó parte del talud superficial, se debe remover el material suelto remanente y reconstruir el perfil original de la ladera con aportes de suelo estabilizado, probablemente añadiendo refuerzos como geomallas en capas mientras se rellena, para restaurar la resistencia. En casos donde un muro de contención ha fallado, la zona debe ser evaluada por el calculista estructural; a veces la reparación implica demoler parcialmente y rehacer el muro con un rediseño mejorado (más drenaje, más anclajes, etc.).

Es crucial que toda reparación sea diseñada por profesionales competentes. Cada refuerzo o reparación debe ser tratado como un sub-proyecto de ingeniería, realizando los cálculos de estabilidad o capacidad correspondientes. El Instituto de la Construcción, el Minvu u otros organismos pueden proveer lineamientos adicionales o asesoría en casos complejos, dado que la experiencia de eventos pasados ha enriquecido las prácticas de respuesta.

En conclusión, la etapa de mantenimiento y posibles refuerzos es tan importante como el diseño inicial. Una ladera de dunas o maicillo expuesta a elementos y cargas cambiantes requerirá un manejo activo a lo largo de la vida de la edificación. Mediante inspecciones periódicas, mantenimiento diligente de drenajes y vegetación, y la ejecución oportuna de refuerzos cuando sean necesarios, se puede asegurar que la estabilidad lograda en el proyecto original perdure en el tiempo, brindando seguridad a los habitantes y protegiendo la inversión realizada en la construcción.

CAPÍTULO 6

FILOSOFÍA DE DISEÑO DE DUCTOS Y DRENAJES

6. FILOSOFÍA DE DISEÑO DE DUCTOS Y DRENAJES

6.1. IMPORTANCIA DEL DISEÑO SEGURO EN SISTEMAS DE DRENAJE URBANO

La planificación y diseño de sistemas de tuberías y drenaje urbano deben garantizar la seguridad y funcionalidad en diversas condiciones climáticas, incluyendo eventos extremos de precipitaciones. Independiente de la intensidad de la lluvia o tormenta, el diseño debe prever mecanismos que eviten fallas catastróficas y protejan la infraestructura y la seguridad de las personas.

Principios Claves del Diseño

- a. **Evitar el colapso del sistema:** La infraestructura de tuberías y drenaje debe estar diseñada para operar de manera eficiente bajo condiciones normales y resistir eventos extremos sin fallos estructurales que generen situaciones de emergencia.
- b. **Control de caudales extremos:** Se deben considerar mecanismos de seguridad, como zonas de retención, drenajes secundarios, y sistemas de alivio que minimicen el impacto de lluvias superiores a la capacidad de diseño.
- c. **Seguridad para las personas:** Bajo ningún escenario, la acumulación de agua debe representar un riesgo directo para la población. Se debe evitar la generación de flujos peligrosos en calles y evitar el anegamiento de viviendas y espacios críticos.
- d. **Diseño basado en múltiples escenarios:** De acuerdo con la 'Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias' del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, el diseño debe contemplar tanto una 'tormenta de diseño' (con un período de retorno de 2 años) como una 'tormenta de verificación' (con un período de retorno de 100 años). Para estos últimos casos, si bien se aceptan fallas en la capacidad del sistema, se exige que estas no sean graves ni generen consecuencias inaceptables.
- e. **El diseño de sistemas y ductos que transportan fluidos como aguas lluvias, aguas servidas, agua potable, canales, etc,** debe ser realizado por Ingenieros y considerando la normativa existente en el Reglamento de Instalaciones de Agua Potable y Alcantarillado (RIDAA): También deben considerar lo indicado en el VOL 5 del Manual de Carreteras del MOP.

f. Respeto por el drenaje natural: La urbanización no debe alterar de forma negativa la dinámica hidrológica natural. El sistema debe integrarse con cauces naturales y evitar incrementar los caudales que se dirigen hacia zonas bajas, previniendo inundaciones aguas abajo.

El diseño de los sistemas de tuberías y drenaje urbano no solo debe responder a la capacidad de evacuación de aguas lluvias, aguas servidas y suministro de agua potable en escenarios habituales, sino también garantizar la seguridad en eventos climáticos extremos. Es fundamental que el sistema contemple medidas de mitigación de riesgos para que, incluso en caso de sobrepasar los límites de diseño, no se produzcan fallas catastróficas ni se generen riesgos para la vida de las personas o daños severos a la infraestructura urbana.



CAPÍTULO 7

FALLAS DE DISEÑO

7. FALLAS DE DISEÑO

7.1. FALLAS EN GENERAL

El diseño de las redes de evacuación de aguas lluvias urbanas se centra normalmente en el cálculo de caudales probables considerando las estadísticas de lluvia, y las condiciones morfológicas de cada caso, como las dimensiones de la cuenca, la absorción del suelo, la pendiente, y otras.

El criterio es diseñar las instalaciones para una lluvia con un periodo de retorno definido por normas o servicios públicos y su operación se verifica para un periodo mayor, constatando el buen desempeño de las instalaciones para caudales extremos.

La elección de los materiales en la etapa de diseño, no se define sobre la base de un análisis de riesgo, sino, normalmente, por costo, disponibilidad en el mercado, experiencia de los constructores en su instalación y uso, facilidad de transporte, instalación y disponibilidad de las tecnologías necesarias para la construcción.

En terrenos con pendientes fuertes, la elección de materiales debe considerar las condiciones geotécnicas del suelo, ya que en suelos erosionables o inestables se producen desplazamientos entre los machones de anclaje, los que normalmente son muy pesados y rompen las tuberías, cuando su resistencia es baja o cuando su rigidez es alta, causando efectos desastrosos en las instalaciones cercanas, casas, pavimentos, tendidos eléctricos, instalaciones de agua potable y alcantarillado de aguas servidas, y otros.

7.2. FALLAS PARTICULARES

Asumiendo que el diseño hidráulico es correcto, se indican a continuación algunas fuentes de falla de los sistemas que son conveniente verificar:

7.2.1. DISPOSITIVOS DE RETENCIÓN DE BASURAS Y CUERPOS INDESEADOS A TRAVÉS DE REJILLAS Y SEDIMENTADORES

La ausencia de estos dispositivos produce atascamiento en las cámaras del sistema, con la obstrucción total de los ductos, por el efecto de las trabas físicas, palos, fierros, ramas, piedras, y otros, lo que se agrava con el sello que forman sobre estos elementos las telas, plásticos y hojas.



← **Figuras 50:**
La imagen muestra dos rejas de retención de basuras. (Fuente: Ricardo Luna)



7.2.2. EROSIÓN INTERIOR DE LAS TUBERÍAS

Es normal que las aguas lluvia transportan arena y grava, material que erosiona el fondo del cauce, produciendo erosión a su alrededor y, en muchos casos, el hundimiento del terreno en la superficie cuando el suelo se escurre al vacío que afirma el material erosionado. Esto es frecuente en grandes cauces.



← **Figuras 51:**
La imagen muestra dos socavones por erosión de fondo de un cauce. (Fuente: Ricardo Luna)

7.2.3. ANÁLISIS DE LA ELASTICIDAD DE LAS UNIONES.

Los materiales más usados en colectores cerrados son:

- PVC: Cloruro de polivinilo.
- PE : Polietileno.
- PEX : Polietileno reticulado.
- HDPE: (Polietileno de alta densidad)
- ABS : Acrilonitrilo butadieno estireno,
- Hierro Fundido
- Acero
- Acero galvanizado corrugado.
- Cemento comprimido.

Estos materiales tienen características físicas diferentes en cuanto a resistencia, flexibilidad, rango de diámetros, largos estandarizados, peso y durabilidad.

Una alta rigidez y estabilidad del suelo de fundación permite que las cámaras de inspección, de cambio de dirección, disipadoras o machones de anclaje, sean estables, lo que permite el uso de cualquiera de estos materiales sin riesgo de fracturas.

Cuando el suelo de fundación de las cámaras y machones de anclaje es inestable, se debe procurar la mayor estabilidad de estos elementos y usar tuberías cuyo material tenga la elasticidad o resistencia compatible con los desplazamientos relativos probables de cámaras y anclajes.

Esta es una falla muy frecuente en ductos en laderas de arena o suelos finos que tienen comportamiento inestable ante la saturación.

7.2.4. CÁMARAS FRÁGILES

Con cierta frecuencia se encuentran cámaras de ductos de aguas lluvia de albañilería de ladrillos, que por su condición de baja elasticidad fallan por cantidad de movimiento del flujo o por asentamientos. Normalmente se fisuran, se rompen y dejan escapar el caudal. Actualmente están en desuso, pero existen en muchos lugares. La recomendación es reemplazarlas por cámaras de hormigón prefabricadas o reforzarlas por el exterior, asegurando un suelo de fundación estable.

La estabilidad del suelo se refiere a poco erosionable o con bajo índice de plasticidad, para evitar el efecto del agua en arcillas y limos.

CAPÍTULO 8

TIPO DE DUCTOS Y RESPONSABLES

8. TIPO DE DUCTOS Y RESPONSABLES

Se indica a continuación un listado de tipos de ductos que podrían fallar y también que entidad es responsable de la mantención o reparación de esos diferentes ductos:

Tabla 7: →
tipos de ductos y responsable

TIPO DE DUCTO	RESPONSABILIDAD SOBRE EL DUCTO
COLECTOR Y SUMIDEROS DE AGUAS LLUVIAS PRIMARIO	MOP-DOH MUNICIPALIDAD MANTENIMIENTO SUMIDEROS
COLECTOR Y SUMIDERO DE AGUAS LLUVIAS SECUNDARIO	SERVIU MUNICIPALIDAD MANTENIMIENTO SUMIDEROS
REDES DE AGUA POTABLE PUBLICA	EMPRESA SANITARIA
REDES DE AGUA POTABLE PRIVADAS	PROPIETARIOS, ADMINISTRACION CONDOMINIO
COLECTOR DE ALCANTARILLADO AASS PUBLICO	EMPRESA SANITARIA
COLECTOR DE ALCANTARILLADO AASS PRIVADO	PROPIETARIOS, ADMINISTRACION CONDOMINIO
CANALES	DGA, ASOCIACION CANALISTAS
CAUSES NATURALES: MANTENCIÓN	DGA
CAUSES NATURALES: DESCARGAS	MOP-DOH

8.1. CHECKLIST DE INSPECCIÓN Y MANTENCIÓN

Se desarrolló y se adjunta a continuación un formato tipo "CHECK LIST" para ser completado por el personal que realiza la Inspección y/o Mantención de la obra, lo que permite identificar claramente qué tipo de Ducto se trata, la empresa responsable, la ubicación, fecha de construcción (para conocer su vida útil), y a continuación el tipo de Inspección y Mantención que se realizó.

Se entrega una proposición de la frecuencia y oportunidad de realizar estas inspecciones y/o mantenciones.

CHECK LIST PLAN DE INSPECCIÓN Y MANTENCIÓN DE DUCTOS EN SUELOS EROSIONABLES

1	TIPO DE DUCTO	RESPONSABILIDAD SOBRE EL DUCTO	NOTAS:
	COLECTOR Y SUMIDEROS DE AGUAS LLUVIAS PRIMARIO	MOP-DOH MUNICIPALIDAD MANTENIMIENTO SUMIDEROS	
	COLECTOR Y SUMIDERO DE AGUAS LLUVIAS SECUNDARIO	SERVIU MUNICIPALIDAD MANTENIMIENTO SUMIDEROS	
	REDES DE AGUA POTABLE PUBLICA	EMPRESA SANITARIA	
	REDES DE AGUA POTABLE PRIVADAS	PROPIETARIOS, ADMINISTRACION CONDOMINIO	
	COLECTOR DE ALCANTARILLADO AASS PUBLICO	EMPRESA SANITARIA	
	COLECTOR DE ALCANTARILLADO AASS PRIVADO	PROPIETARIOS, ADMINISTRACION CONDOMINIO	
	CANALES	DGA, ASOCIACION CANALISTAS	
	CAUSES NATURALES: MANTENCIÓN	DGA	
	CAUSES NATURALES: DESCARGAS	MOP-DOH	

2	UBICACIÓN	
3	FECHA DE CONSTRUCCION	

para conocer vida útil del material

		FRECUENCIA				
4	ETAPA	TAREA	Cada 2 años.an-tes del invierno	Cada 5 años	Despues de un evento grave (temporal, terre-moto, etc.)	Al ingresar proyecto nuevo DOM
4.1	INSPECCIÓN	1.- INSPECCION VISUAL, interior y exterior ejecutada por personal de la entidad responsable elementos soporte, rellenos, sumid-eros,confina-miento, bombas, etc.	X	X	X	
		2.- REVISION DE LA CUENCA APOR-TANTE consulta a DOM y Empresa sanitaria por proyectos que aportan aguas arriba: urbanizaciones, edificios, etc		X	X	X
		3.- INSPECCION TOPOGRÁFICA toma de perfiles longitudinales, transversales, cotas para verificar asentamientos. Opcion inspeccion c/dron		X	X	
		4.- PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD cuando se detectan fallas			X	

4.2	MANTENCIÓN PREVENTIVA Y REPARACIONES	5.- INSPECCION POR ESPECIALISTA EXTERNO			X		
		Mecanicos de suelos, Ing. estructural o hidráulico					
		para verificar riesgos y recomendar soluciones					
		cuando se detectan fallas/Indicar Tolerancias					
					después de inspeccion especial-ista y deteccion de falla		
		1.- CAMBIO DE SUELO DE RELLENO			X		
		2.- REPARACION DE UNIONES			X		
		3.- REPARACION DE OBRAS DE ENTRADA Y SALIDA			X		
		4.- REPARACION POR EL INTERIOR DE LA TUBERÍA			X		
		5.-CONSTRUCCION DE COLECTOR PROVISORIO, ALTER-NATIVO O DE ALIVIADERO.			X		
		6.- LIMPIEZA DE SUMIDERS DE AGUAS LLUVIAS	X				
		7.- CAMBIO DEL COLECTOR O TUBERÍAS			X		
		8.- MANTENCION DE CANALES	X				
		9.- PROTECCION BAJO TUBERÍA CON GEOMEMBRANA			X		

↑ **Tabla 8:**
Checklist de inspección

CAPÍTULO 9

INSPECCIÓN

9. INSPECCIÓN

9.1. INSPECCIÓN VISUAL Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS A INSPECCIONAR

La inspección visual de colectores es una técnica que permite detectar defectos en los colectores de saneamiento. Dicha actividad está a cargo de profesionales especializados y se realiza mediante la observación directa del interior y exterior de los colectores para evaluar su estado.

La inspección visual de colectores es una prueba no destructiva que permite evaluar el estado de los colectores, tuberías y su funcionamiento sin alterar su estructura.

Esta inspección es útil para planificar acciones de mantenimiento y limpieza, evaluar el estado de los colectores tras eventos climáticos y sísmicos considerables, trabajos de mantenimiento, entre otras situaciones.

Gracias a una exhaustiva inspección, se puede determinar el tipo de solución para llevar a cabo en caso de tener problemas con el colector, identificar obstrucciones, grietas o fallas constructivas, además ayuda a evaluar los trabajos de reparación y mantenimiento ya concluidos en etapas previas.

9.1.1. CONSIDERACIONES ANTES DE LA INSPECCIÓN INSPECCION TOPOGRÁFICA

Antes de cualquier inspección a terreno se recomienda obtener todas las planimetrías y especificaciones técnicas disponibles de los trazados de los colectores tanto primarios como secundarios cuando se trata de colectores de uso público los cuales se encuentran dentro de infraestructura urbana. Cuando se va a realizar una inspección visual al interior de un recinto privado, es aconsejable tener los planos anteriormente señalados como las planimetrías y especificaciones técnicas de los proyectos internos del edificio o complejo a revisar, proyectos como:

- Proyecto de Aguas Lluvias (ALL)
- Proyecto agua potable y alcantarillado (AP y ALC)
- Proyecto Eléctrico (para identificar puntos de peligro)
- Proyecto de gas (para identificar puntos de peligro)

9.1.2. EVALUAR EL RIESGO EN LA VISITA DE INSPECCIÓN

Se recomienda tomar todas las medidas necesarias para evitar riesgos durante la visita a terreno.

Es importante evaluar de forma preventiva aspectos de seguridad para la visita de terreno a inspeccionar dado que, si hay pendientes abruptas o caminos no habilitados, se recomienda utilizar un dron con cámara y monitorear la visita desde un lugar seguro.

Interior	Exterior
Cámara de inspección	Herramienta para sacar fotos y/o Dron
Equipo de medición. Reglas de gran extensión y/o medidores láser.	Equipo de medición. Reglas de gran extensión y/o medidores láser.
Linternas	Linternas
Vestimenta y calzado adecuado para el terreno a inspeccionar y condiciones climáticas.	Vestimenta y calzado adecuado para el terreno a inspeccionar y condiciones climáticas.
Elementos de protección personal como: antiparras, guantes, chaleco reflectante, mascarillas de seguridad.	Elementos de protección personal como: antiparras, guantes, chaleco reflectante, mascarillas de seguridad.

← **Tabla 9:**
Implementos para la inspección visual de los colectores

Es importante que los elementos de protección personal estén en buen estado, no limiten el movimiento y estén fabricados de acuerdo a las normas de seguridad.

9.1.3. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS A INSPECCIONAR

9.1.3.1. COLECTORES

La red secundaria de un sistema de aguas lluvias está formada por diversos elementos para la captación, retención, almacenamiento, conducción y entrega de las aguas generadas en la urbanización. Los elementos de conducción normalmente reciben el nombre de colectores y pueden ser superficiales o subterráneos. Tradicionalmente se han empleado colectores subterráneos ya que permiten emplear el suelo para otros usos, lo que facilita la urbanización de sectores de alta densidad o con pocas áreas verdes. Además, pueden conducir aguas lluvias y aguas servidas simultáneamente, de manera que en los sistemas unitarios esta es la única alternativa urbanamente aceptable. Sin embargo, dado que los sistemas de aguas lluvias se utilizan solo esporádicamente en días de lluvia, y las urbanizaciones deben disponer de sectores de áreas verdes, es posible que se construyan colectores superficiales, con diseños especiales para sectores urbanos que pueden resultar significativamente más económicos y adecuados para la urbanización si se diseñan correctamente.

Los tubos de los colectores son generalmente circulares prefabricados de materiales como mortero de cemento comprimido, fibrocemento, PVC, HDPE y otros materiales autorizados. Pueden considerarse otros tipos de sección y contruidos en terreno de acuerdo con las condiciones de proyecto y los costos involucrados. Estos colectores se piensan para operar de manera automática con caudales muy variables, desde flujos nulos en épocas secas, hasta grandes caudales en crecidas esporádicas y poco frecuentes. En este caso, debido al carácter cerrado y por lo tanto, limitado de la superficie transversal de los colectores subterráneos, su capacidad máxima está limitada a la de diseño, ya que para caudales mayores entran en presión y corren el peligro de desbordar a la superficie.

a. Colectores subterráneos. Los colectores secundarios son un sistema de conducción continuo, que capta las aguas lluvias, las almacenan y las transportan hacia aguas abajo hasta descargar a sistemas receptores. Estos colectores subterráneos funcionan por gravedad, en el cual los flujos tienden a ir por el fondo de la sección, en flujo abierto, con presión atmosférica. En el caso de condiciones de flujo máximo operan habitualmente con un 80% a 90% de la altura total, dejando un pequeño espacio en la parte superior para el aire. El sistema de conducción de aguas lluvias de la red secundaria está formado por tuberías y cámaras de inspección, que reciben el agua desde los sumideros y la conducen hacia un punto de entrega, además, facilitan la mantención y limpieza del sistema.

b. Colectores superficiales. En las nuevas urbanizaciones se pueden incorporar estos cauces a la urbanización con un diseño adecuado, considerando que en general los cauces abiertos presentan mayores capacidades de conducción que los cerrados cuando son superadas las capacidades de diseño. Sin embargo, se debe tener cuidado con la utilización de canales de riego para el drenaje de aguas lluvias ya que ellos han sido diseñados con otros criterios y es muy difícil que se adapten para otras situaciones.

9.1.3.2. SUMIDEROS

a. Sumideros horizontales, con rejilla, ubicados en la cuneta. Funcionan efectivamente dentro de un rango amplio de pendientes de la calle, pero las rejillas se obstruyen con facilidad y pueden generar inconvenientes para ciclistas y peatones. Tipos S3 y S4 del SERVIU.

b. Sumideros laterales de abertura en la solera. Funcionan admitiendo objetos arrastrados por la corriente, pero su capacidad

decrece con la pendiente, de manera que no se recomiendan para calles con pendientes longitudinales superiores al 3%. Pueden confeccionarse a partir del tipo S2 del SERVIU si se elimina la abertura horizontal en la cuneta. Cuando se utilice este tipo de sumidero se recomienda aumentar la pendiente transversal de la calzada en la zona de la cuneta

- c. Sumideros mixtos.** Combinan aberturas horizontales en la cuneta y laterales en la solera. Se recomiendan para un amplio rango de condiciones. Tipos S1 y S2 del SERVIU.

9.1.3.3. CÁMARA DE INSPECCIÓN

El diseño de las cámaras y sus tapas se realizan de acuerdo a la Norma Chilena NCh1623 en su versión vigente, la que define dimensiones para Cámaras Tipo a y Cámaras Tipo b, según la profundidad total.

Las cámaras se instalan para asegurar que los tubos entre ellas sean siempre rectos y uniformes. Para ello obligadamente debe considerarse una cámara al menos en las siguientes situaciones:

- Al inicio de la red
- Cuando corresponda cambio de diámetro en el colector
- Cuando corresponda un cambio de pendiente del colector
- Cuando se requiera un cambio de orientación o dirección o nivel del colector
- Cuando corresponda cambio del material del tubo
- Cuando se necesite intercalar una caída o cambio de nivel brusco del tubo
- Cuando confluyan dos o más colectores
- En tramos rectos entre 50 a 120 metros como máximo
- Intersecciones de calles.

Una misma cámara podrá utilizarse para una o más de las funciones indicadas.

Las cámaras de inspección pueden ser prefabricadas, construidas en hormigón u otros materiales y tienen los siguientes componentes típicos definidos según la norma antes mencionada:

- a. **Cuerpo:** Parte principal de la cámara. Se ubica a la altura del colector y permite realizar los trabajos de mantención y limpieza. Puede ser de sección circular o rectangular en planta, o de acuerdo a las disponibilidades de espacio y características del colector si este es de dimensiones importantes.
- b. **Radier:** El fondo del cuerpo tiene un radier en el cual se ubican las canaletas de conexión de los colectores. Para cámaras y colectores de pequeño diámetro este radier puede ser una losa prefabricada. Para colectores de mayor diámetro se construye en el lugar.
- c. **Canaletas:** Canalización del colector en el interior de la cámara. Su propósito es disponer de un conducto suave, continuo para el flujo y eliminar innecesaria turbulencia en la cámara. Para ello tiene la misma sección inferior que el colector y está abierta por arriba con los lados verticales hasta completar la altura igual al diámetro del colector. El nivel de los tubos de entrada y salida debe ser tal que la parte superior del tubo de salida quede al nivel de la parte superior del tubo de entrada menos la pérdida de energía que se produzca en la cámara. Notar que esto significa que los tubos se nivelan por la parte superior y no por el fondo. Si son de diferente diámetro la canaleta tendrá un fondo inclinado para unirlos.
- d. **Banqueta:** Parte del radier que rodea la o las canaletas. Normalmente es un plano inclinado con pendiente de 20% desde la periferia del cuerpo hacia la canaleta.
- e. **Chimenea:** Para el acceso desde la superficie se dispone una chimenea, en general de menor sección que el cuerpo. El diámetro mínimo libre interior de esta pieza es de 0,6 [m]. Para cámaras de la red primaria de drenaje puede tener una chimenea de diámetro mínimo 0,8 [m]. En general la chimenea tiene una pared recta para facilitar el acceso.
- f. **Cono:** Permite unir la chimenea con el cuerpo de la cámara. Se trata de un cono excéntrico con una de sus paredes verticales para facilitar la colocación de una escalera o los escalines.
- g. **Conjunto anillo tapa:** Es para el cierre de la cámara en su parte superior. La tapa debe ser del tipo calzada, de manera que permita el paso de vehículos sobre ella. Para la red de drenaje se recomienda este tipo de tapas, aunque el acceso se ubique sobre la vereda.
- h. **Escalines y bastones o barandas:** Son de acero galvanizado o protegidos contra la oxidación, se adosan a las paredes de la chimenea y al cuerpo para facilitar el acceso. En algunos casos se puede no colocar escalines y el personal de mantención emplea sus

propias escaleras. Esto puede justificarse para evitar el peligro de escalines dañados para restringir el acceso.

i. Tipos de cámaras de inspección

- **Cámaras de Inspección tipo a:** conformada por chimenea, cono, cuerpo, radier, tapa y escalines. Utilizada en lugares públicos con posibilidad de tránsito de vehículos sobre ella (en calzadas, estacionamientos, pasajes, patios de carga, incluso veredas). Constituida de hormigón armado o también pueden ser prefabricadas.
- **Cámaras de Inspección tipo b:** solo se conforma de cuerpo, además disponen de una losa en la parte superior, donde se pone la tapa. El uso está limitado según profundidades menores dependiendo del diámetro del colector. También existen cámaras prefabricadas pero constituidas de albañilería.
- **Cámaras de Inspección Especiales:** estas cámaras se utilizan cuando no pueden emplearse las cámaras anteriores, y se adoptan cuando la altura disponible entre el radier de la canaleta y la altura de la calzada es menor a 0.9 [m].

Dimensiones para Cámaras					
Diámetros		Banqueta K	Cámara		
Canaleta	Cuerpo		Tipo A	Tipo B	
			(m)	(m)	
(mm)	(mm)	(mm)	Desde H	Desde H	Hasta H
175	1.30	29	1.74	1.14	1.73
200	1.30	31	1.76	1.16	1.75
250	1.30	36	1.81	1.21	1.80
300	1.30	40	1.85	1.25	1.84
350	1.30	45	1.90	1.30	1.89
400	1.30	49	1.94	1.34	1.93
450	1.30	54	1.99	1.39	1.98
500	1.30	58	2.03	1.43	2.02
550	1.80	68	2.13	1.53	2.12
600	1.80	72	2.17	1.57	2.16
650	1.80	77	2.22	1.62	2.21
700	1.80	81	2.26	1.66	2.25
800	1.80	90	2.35	1.75	2.34
900	1.80	99	2.44	1.84	2.43
1000	1.80	100	2.53	1.93	2.52

← Tabla 10:

Dimensiones para cámaras. Fuente: Manual de Diseño de Sistemas de Aguas Lluvias del Ministerio de Vivienda.

9.1.3.4. PLANTAS ELEVADORAS

Las estaciones de bombeo son sistemas electromecánicos cuyo propósito es elevar el nivel energético de un fluido. En lo que respecta al saneamiento urbano, las plantas elevadoras son utilizadas principalmente cuando la topografía del lugar a sanear no permite implementar una solución gravitacional para evacuar las aguas recolectadas, como por ejemplo en pasos bajo nivel. Una planta elevadora puede poseer una configuración de una o más bombas, en serie o paralelo, actuando simultáneamente o disponiendo de unidades de reserva. Las unidades de reserva son aquellas que entran en operación ante la posible falla en una de las bombas. En general, las plantas elevadoras de aguas lluvias son diseñadas considerando un volumen de almacenamiento, para así, evitar que las bombas trabajen a su máxima capacidad durante tiempos prolongados. Existen dos tipos básicos de estaciones de bombeo, con pozo húmedo y con pozo seco. La elección del sistema debe considerar varios aspectos, tanto económicos como técnicos.

9.1.3.5. ELEMENTOS SOPORTANTES DE LOS COLECTORES

a) Rellenos

Corresponde al suelo con que se rellena la excavación hasta el nivel de terreno circundante. Los rellenos se ejecutarán siguiendo las instrucciones del informe de Mecánica de Suelos. En general existen distintos tipos de rellenos:

- Tipo I: Entre 30 cm por sobre la clave (parte superior del tubo) hasta la superficie.
- Tipo II: Entre la base del tubo y 30 cm sobre la clave.
- Tipo III: Base del tubo

b) Machones de anclaje de tuberías:

Son dispositivos utilizados para fijar y estabilizar tuberías en diversas aplicaciones, como sistemas de alcantarillado, tuberías industriales, entre otros. A continuación, se presentan algunos tipos de machones de anclaje de tuberías:

- Machones de anclaje de hormigón. Estos machones están fabricados con hormigón y se utilizan para anclar tuberías en sistemas de alcantarillado y otras aplicaciones.
- Machones de anclaje de acero. Estos machones están fabricados con acero y se utilizan para anclar tuberías en aplicaciones industriales y comerciales.

- Machones de anclaje de plástico. Estos machones están fabricados con plástico y se utilizan para anclar tuberías en aplicaciones residenciales y comerciales.

9.2. INSPECCIÓN INTERNA CON CÁMARAS

Existen situaciones en donde los colectores concentran una elevada cantidad de gases nocivos o con sustancias acumuladas que podrían explotar fácilmente, en aquellas situaciones en donde no es posible la inspección visual, se recomienda la utilización de cámaras robotizadas o cámaras de pértiga las cuales deberán estar certificadas, las cuales tienen un control remoto y pueden registrar por medio de fotografía y/o video posibles problemas del colector.

9.2.1. CÁMARAS DE INSPECCIÓN INTERNA

Se recomiendan las cámaras con certificación ATEX o cámaras de pértigas.

9.2.2. CÁMARAS DE PÉRTIGA

Las cámaras de pértiga son dispositivos utilizados principalmente para la inspección visual de áreas de difícil acceso, como redes de saneamiento y estructuras elevadas. Estas cámaras suelen estar montadas en pértigas telescópicas y vienen equipadas con características como zoom, iluminación y monitores para grabación y visualización en tiempo real. Por ejemplo, algunas cámaras pueden tener un zoom óptico de 30X y capacidad de giro motorizado, lo que permite ajustes precisos en la visualización.

9.2.3. CÁMARAS ATEX

ATEX es una abreviatura, que significa "ATmosphère EXplosible" y también es la denominación abreviada de la directiva europea 94/9/CE para la puesta en circulación de aparatos, componentes y sistemas de protección eléctricos y mecánicos con protección contra explosiones.

9.3. CUADRO DE IDENTIFICACIÓN DE PELIGROS Y DEFICIENCIAS DEL COLECTOR

Al realizar la inspección visual o por cámaras se recomienda confeccionar un cuadro con todos los peligros, deficiencias y/o fallas que presentan los colectores en su tramo de revisión, de forma de identificar posibles fallas y/o amenazas que pueden estar expuestas. Por ejemplo, posible remoción de masas en terrenos colindantes, agrietamiento futuro de algún tramo, desgaste de material, etc.

.....

Tabla 11: ➔

Ejemplo de cuadro identificación peligros y deficiencias del colector

Colector inspeccionado	
Identificación del tramo	
Descripción visual / Interior por cámara	
Identificación de problema	
Solución recomendada a evaluar.	
Plazo de reparación	

CAPÍTULO 10

REVISIÓN DE LA CUENCA APORTANTE

10. REVISIÓN DE LA CUENCA APORTANTE

10.1. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA DEFINICIÓN DE LA CUENCA APORTANTE

La cuenca de un sistema de drenaje de aguas lluvia es la totalidad del área que aporta aguas a él.

La superficie de la cuenca está definida por las divisorias de agua del perímetro. En la formación del caudal de salida de la cuenca influyen la pendiente, la longitud del eje, la rugosidad del suelo, la capacidad de absorción del suelo y la capacidad de retención de agua, como bosques, tranques intermedios, y otros.

La ingeniería de diseño de un sistema de evacuación normalmente enfrenta el desconocimiento de cómo será el desarrollo de la cuenca en el punto del drenaje, sección de control en la jerga hidráulica.

Lo anterior significa que, si hay alta densidad de calles pavimentadas y techos, la superficie absorbente se reduce, además de modificarse el coeficiente de absorción, con un efecto negativo para el diseño, ya que ambos efectos incrementan el caudal. Para considerar estos efectos, sin antecedentes ni posibilidad de estimaciones realistas, se sugiere considerar valores conservadores para los parámetros utilizados.

Otro factor que modifica el desempeño de las instalaciones de drenaje son los elementos extraños, basuras, vegetación, escombros, muebles y artefactos desechados dejados en las laderas de las cuencas, lo que significa que tarde o temprano van a interferir con la evacuación de aguas lluvia, sellando los sumideros, acceso a alcantarillas, canales y ductos cerrados.

Esta situación es más grave en cuencas con alta pendiente, frecuentes el borde costero, porque el potencial de arrastres de grandes cuerpos es mayor.

Por ejemplo, en el cauce de la Quinta Vergara, bajo la Plaza Vergara de Viña del Mar se han encontrado artefactos de cocina, somieres y restos de demoliciones, elementos que nunca fueron considerados por el diseñador del sistema.

El 4 de julio de 1984 se obstruyó una alcantarilla de aguas lluvia de grandes dimensiones que, colapsó porque el empuje de la presión del agua acumulada sobrepasó la resistencia del relleno alrededor de la alcantarilla y produjo un aluvión en el estero Reñaca que significó cinco muertos y quince desaparecidos más enormes pérdidas materiales y el corte de del camino internacional:



↑ **Figura 52:**
Zona alcantarilla obstruida aluvión Reñaca año 1984. (Fuente: Ricardo Luna)

Es importante señalar, para efectos de esta publicación que el suelo de la zona de la alcantarilla es maicillo, y que, durante el aluvión, el arrastre en el tramo alto fue de basuras y vegetación.

En la zona donde se aprecia urbanización densa, el suelo es arena de dunas, que fue la que produjo el desastre.



CAPÍTULO 11

INSPECCIÓN TOPOGRÁFICA

11. INSPECCIÓN TOPOGRÁFICA

La inspección topográfica de tuberías es un proceso que utiliza técnicas de topografía y geodesia para determinar la posición, deformaciones, asentamientos y la forma de las tuberías superficiales o subterráneas. A continuación, se presentan los pasos generales para realizar una inspección topográfica de tuberías:

11.1. PREPARACIÓN:

- a) Revisión de planos y documentación para obtener información sobre su ubicación, profundidad y características.
- b) Selección de equipo y personal necesario para realizar la inspección, incluyendo instrumentos topográficos, cámaras de inspección y personal especializado.

11.2. INSPECCIÓN VISUAL:

- a. Localización de accesos a la tubería, como tapas de inspección o pozos de acceso.
- b. Realizar una inspección visual de la tubería a través de los accesos, utilizando cámaras de inspección o instrumentos ópticos. Revisar punto 9.

11.3. INSPECCIÓN TOPOGRÁFICA:

- a. Medición de coordenadas de los puntos de referencia de la tubería, utilizando instrumentos topográficos como estaciones totales o GPS.
- b. Determinación de la profundidad de la tubería en diferentes puntos, utilizando instrumentos como sondas de profundidad o cámaras de inspección.
- c. Ejecución de planos de perfiles y plantas y/o creación de un modelo 3D de la tubería, utilizando los datos recopilados durante la inspección.
- d. Es importante tener en cuenta que la inspección topográfica de tuberías debe ser realizada por personal especializado y con el equipo adecuado para garantizar la precisión y la seguridad de la inspección.

11.4. ANÁLISIS Y REPORTE:

- a. a) Analizar los datos recopilados durante la inspección para identificar cualquier problema o anomalía.
- b. b) Generar informes detallados sobre la inspección, incluyendo los resultados del análisis y las recomendaciones para la reparación o mantenimiento de la tubería.

11.5. TOLERANCIAS ACEPTABLES:

Las tolerancias para deformación de tuberías dependen de varios factores, como el material de la tubería, el diámetro, la presión de trabajo, la carga externa y la temperatura.

A continuación, se presentan algunas tolerancias generales para deformación de tuberías:

	Material de la tubería		
	Tuberías acero	Tuberías PVC	Tuberías Cemento Comprimido
Deformación longitudinal	(+)1% del diámetro nominal	(+)2% del diámetro nominal	(+)0,5% del diámetro nominal
Deformación Circunferencial	(+)0,5% del diámetro nominal	(+)1% del diámetro nominal	(+)0,25% del diámetro nominal
Ovalización	(+)1% del diámetro nominal	(+)2% del diámetro nominal	(+)0,5% del diámetro nominal
Desplazamiento lateral			(+)1/4% del diámetro nominal
Rotación			(+)1% del diámetro nominal

← Tabla 12:
Tolerancias para deformaciones de tuberías

Es importante tener en cuenta que estas tolerancias son generales y pueden variar dependiendo de las especificaciones del fabricante y de las condiciones de servicio. Es recomendable consultar las especificaciones técnicas del fabricante y las normas y regulaciones aplicables para determinar las tolerancias adecuadas para cada aplicación específica.

CAPÍTULO 12

PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD

12. PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD

Las pruebas de estanqueidad para tuberías de aguas servidas, aguas lluvias y agua potable son un paso crucial para garantizar la integridad y la seguridad de los sistemas de alcantarillado y agua, y son imprescindibles cuando el colector pasa cerca de fundaciones, sótanos, estructuras o edificaciones en general. Éstas se realizan previamente a la puesta en servicio, y tienen como objetivos garantizar que las instalaciones (o tramos de ellas) sean estancas. A continuación, se presentan los tipos de pruebas de estanqueidad más comunes para tuberías de alcantarillado y agua potable:

12.1. TIPOS DE PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD

- a. Prueba de presión hidrostática: Se utiliza agua para presurizar la tubería y verificar si existen fugas.
- b. Prueba de vacío: Se utiliza una bomba de vacío para crear un vacío en la tubería y verificar si existen fugas.
- c. Prueba de estanqueidad con aire: Se utiliza aire comprimido para presurizar la tubería y verificar si existen fugas.
- d. Prueba de estanqueidad con agua y colorante: Se utiliza agua con colorante para llenar la tubería y verificar si existen fugas.

12.2. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD

- a. Preparación de la tubería: La tubería debe estar limpia y libre de obstáculos, lista para poder operarla en condiciones normales. Si hay material dentro, puede absorber agua o generar burbujas que alteran la lectura.
- b. Conexión de los equipos de prueba: Los equipos de prueba, como bombas y manómetros, deben estar conectados correctamente. Asimismo, los “tapones” en los extremos de las tuberías donde no van los manómetros deben estar sellados herméticamente, de manera de que no se obtengan resultados erróneos en la prueba por estar mal instalados.
- c. Presurización de la tubería: La tubería debe ser rellenada con agua y presurizada hasta la presión de prueba especificada (generalmente 1,5 veces la presión de servicio). Se debe esperar a que la presión se estabilice; esto es particularmente relevante en las pruebas con aire, en donde se podrían registrar bajas de presión como si fuesen pérdidas.

- d. Mantenimiento de la presión: La presión debe ser mantenida durante un período de tiempo especificado (generalmente 30 minutos a 1 hora).
- e. Inspección de la tubería: La tubería debe ser inspeccionada visualmente para detectar cualquier fuga o deformación.
- f. Registro de los resultados: Los resultados de la prueba deben ser registrados y documentados, incorporando toda la información que permita localizar puntos de fuga para su respectiva reparación y posterior verificación.

12.3. TOLERANCIAS PARA PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD DE TUBERÍAS DE AGUA POTABLE:

Las tolerancias para las pruebas de estanqueidad de cañerías de agua potable varían según la norma o reglamentación aplicable. A continuación, se presentan algunas tolerancias comunes:

- a. La presión hidrostática debe ser mantenida durante un período de tiempo especificado (generalmente 30 minutos a 1 hora) sin que se produzca una pérdida de presión mayor al 5-10% de la presión inicial.
- b. El vacío debe ser mantenido durante un período de tiempo especificado (generalmente 30 minutos a 1 hora) sin que se produzca una pérdida de vacío mayor al 5-10% del vacío inicial.
- c. No se permiten fugas visibles durante la prueba de estanqueidad. Si se detectan fugas, la tubería debe ser reparada o reemplazada.

12.4. TOLERANCIAS PARA PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADOS

- a) 4.4.1. La presión de prueba debe ser mantenida durante un período de tiempo especificado (generalmente 30 minutos a 1 hora).
- b) La pérdida de presión durante la prueba no debe exceder el 5-10% de la presión inicial.
- c) No se permiten fugas visibles durante la prueba.
- d) La tasa de fuga no debe exceder los 0,1-0,5 litros por minuto o por metro de tubería.

12.5. IMPORTANCIA DE LAS PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD

- a. Las pruebas de estanqueidad garantizan que la tubería esté libre de fugas y no represente un riesgo para la seguridad.
- b. Prevenir daños ambientales: Las pruebas de estanqueidad previenen la fuga de aguas servidas que puedan dañar el medio ambiente.
- c. Las pruebas de estanqueidad pueden reducir los costos de mantenimiento y reparación a largo plazo.

Es importante considerar las condiciones de uso de estos colectores. Por una parte, filtraciones en los colectores de aguas negras/servidas pueden implicar riesgos sanitarios para la población y el medio ambiente, en tanto que los colectores de aguas lluvias pueden tener un caudal de demanda muchísimo mayor. En el caso del agua potable, la red está presurizada. Estas consideraciones, además de la estacionalidad, también deben tenerse en cuenta al momento de recomendar el tipo y periodicidad de inspecciones y mantenciones de cada tipo de colector, conforme a su uso.

Algunas condiciones del entorno, como saturación de las napas, podrá afectar los resultados de las pruebas, por lo que su incidencia debe ser considerada al momento de planificar la prueba.

En algunos casos, se pueden realizar algunas inspecciones que son complementarias a las indicadas anteriormente, a saber: pruebas de escurrimiento en sumideros para considerar los tiempos de escurrimiento, pruebas de captación en cámaras o sumideros de manera de verificar que el agua efectivamente llegue al punto deseado, verificación de alineación con luz o instrumento topográfico, inspección visual interna con cámaras, entre otras.

CAPÍTULO 13

INSPECCIÓN POR ESPECIALISTA EXTERNO

13. INSPECCIÓN POR ESPECIALISTA EXTERNO

13.1. INGENIERO MECÁNICO DE SUELOS – ASPECTOS A CONSIDERAR

- Caracterización visual del suelo tipo de suelo.
- Evaluación de la estabilidad de taludes y movilidad de las dunas.
- Identificación y monitoreo de asentamientos diferenciales.
- Revisión del nivel freático y análisis de riesgo de flotación del ducto.
- Análisis de la corrosividad y estabilidad del suelo.
- Verificación de compactación del relleno lateral y de la cama del ducto.
- Inspección de signos de socavación o erosión en el entorno inmediato del ducto.
- Revisión de profundidad y confinamiento de las fundaciones.
- Revisión de antecedentes históricos sobre movimientos del terreno en la zona.
- Evaluación de asentamientos.

13.2. INGENIERO ESTRUCTURAL – ASPECTOS A CONSIDERAR

- Inspección visual del ducto: presencia de grietas, deformaciones o colapsos parciales.
- Estado y estabilidad de estructuras de soporte, muros, anclajes o fundaciones en tramos superficiales.
- Verificación del espesor de recubrimiento o cobertura en zonas de tránsito o cargas.
- Estado de los recubrimientos anticorrosivos y funcionamiento del sistema de protección catódica (si aplica).
- Evaluar corrosión en armaduras.
- Integridad de juntas, soldaduras y uniones mecánicas.
- Evaluación del efecto de cargas externas: tránsito vehicular, rellenos, presión de dunas móviles.
- Identificación de zonas críticas.

- Compatibilidad estructural en cruces con otras obras civiles o servicios existentes.
- Evaluación de deformaciones en elementos estructurales y asentamientos diferenciales.

13.3. INGENIERO HIDRÁULICO – ASPECTOS A CONSIDERAR

- Verificación del caudal y presión real de operación del ducto.
- Análisis de pérdidas de carga que puedan indicar obstrucción parcial o ensuciamiento.
- Ejecución de pruebas de presión para detección de fugas o infiltraciones.
- Revisión del nivel de sedimentación dentro del ducto y riesgo de pérdida de capacidad.
- Inspección del estado operativo de válvulas, ventosas y otros elementos de control de flujo.
- Evaluación del sistema de drenaje y ventilación para evitar acumulaciones internas de agua o gases.
- Accesibilidad para mantenimiento preventivo e inspecciones futuras (puntos de entrada, cámaras).
- Confirmación de que el diseño hidráulico se adapta a las condiciones cambiantes del terreno (pendientes, nivel freático, eventos climáticos extremos).

CAPÍTULO 14

MANTENCIÓN PREVENTIVA Y REPARACIONES

14. MANTENCIÓN PREVENTIVA Y REPARACIONES

14.1. CAMBIO DE SUELO DE RELLENO

El cambio de suelo de relleno por fallas de alcantarillado es un proceso necesario para reparar y prevenir daños en el sistema de alcantarillado y en la estructura del suelo. A continuación, se presentan los pasos generales para realizar este proceso:

- a. Evaluar el daño: Identificar la extensión del daño causado por la falla de alcantarillado y determinar si es necesario reemplazar el suelo de relleno.
- b. Despejar el área: Retirar cualquier obstáculo o estructura que pueda interferir con el proceso de reparación.
- c. Excavar y retirar el suelo dañado: Utilizar maquinaria pesada para realizar el corte y retirar el suelo de relleno dañado.
- d. El Contratista deberá utilizar la entibación requerida para posibilitar la seguridad de los trabajadores. Las zanjas deberán ser excavadas de acuerdo con los ejes, gradientes y dimensiones indicadas en los planos y/o Especificaciones Técnicas del Proyecto. Las excavaciones deberán contemplar las dimensiones adicionales para dar cabida a cámaras de inspección y otros elementos similares. Las calidades de terreno están indicadas en las Especificaciones Técnicas del Proyecto y en los planos correspondientes.
- e. Reparación de las tuberías de alcantarillados y obras de acceso (indicadas en puntos 2 y 3 siguientes)
- f. Reemplazo del suelo de relleno
 - Selección del material de relleno: Seleccionar un material de relleno adecuado que cumpla con las normas. Se considera en todas las cubicaciones que el relleno es igual al volumen geométrico por rellenar hasta el nivel de terreno circundante. Los rellenos se ejecutarán siguiendo las instrucciones del informe de Mecánica de Suelos. En general existen distintos tipos de rellenos:
 - » Tipo I: Entre 30 cm por sobre la clave hasta la superficie.
 - » Tipo II: Entre la base del tubo y 30 cm sobre la clave
 - » Tipo III: Base del tubo

- Colocación del material de relleno: Colocar el material de relleno en capas, compactando cada capa para asegurar una base estable.
- g. Compactación final: Realizar una compactación final para asegurar que el suelo de relleno esté firme y estable.
- h. Verificación y prueba
- Verificar la integridad del alcantarillado: Realizar pruebas para asegurar que el sistema de alcantarillado esté funcionando correctamente.
 - Verificar la estabilidad del suelo: Realizar pruebas para asegurar que el suelo de relleno esté firme y estable.

14.2. REPARACIÓN DE UNIONES

La reparación de uniones de alcantarillados de aguas lluvias o de aguas servidas es un proceso crucial para evitar daños en el sistema de alcantarillado y prevenir problemas de salud pública. A continuación, se presentan algunas opciones y consideraciones importantes para la reparación de uniones de alcantarillado:

14.2.1. MÉTODOS DE REPARACIÓN

- Reparación puntual sin zanja:** Consiste en envolver una tela de fibra de vidrio alrededor de un cilindro inflable, impregnada con una resina especial.
- Encamisado de tuberías:** Es una técnica que permite reparar tuberías enterradas de saneamiento o alcantarillado en mal estado, sin necesidad de excavar.
- Reparación con mortero epóxico:** Se aplica un mortero epoxi en la unión dañada para sellarla y evitar fugas.
- Reparación con bandas de fibra de vidrio:** Se envuelven bandas de fibra de vidrio alrededor de la unión dañada, impregnadas con resina epóxica.
- Reparación con tubos de inserción:** Se inserta un tubo nuevo dentro del tubo dañado, sellando la unión con mortero epóxico.
- Reparación con sistemas de curado UV:** Se aplica un sistema de curado UV en la unión dañada, que se endurece con la luz ultravioleta.
- Reparación con soldadura:** Se utiliza soldadura para reparar uniones de tuberías metálicas.

- h. Reparación con envolturas de polímero:** Se envuelven envolturas de polímero alrededor de la unión dañada, que se adhieren a la tubería.
- i. Reparación con inyección de resina:** Se inyecta resina en la unión dañada para sellarla y evitar fugas.

14.2.2. CONSIDERACIONES IMPORTANTES

- **Detectar problemas tempranos:** Es crucial identificar señales de problemas en el sistema de alcantarillado, como atascos, olores fétidos o facturas de agua elevadas.
- **Es importante evaluar el daño** antes de elegir un método de reparación.
- **Se deben seguir las instrucciones del fabricante** y las normas de seguridad al realizar la reparación.
- **Materiales y herramientas adecuados:** Se requieren materiales y herramientas especializados para realizar la reparación de manera efectiva y segura.
- **Profesionales calificados:** Es recomendable contratar a profesionales calificados y experimentados en la reparación de uniones de alcantarillado para asegurar un trabajo de calidad.

14.3. REPARACIÓN DE OBRAS DE ENTRADA Y SALIDA

La reparación de obras de acceso de alcantarillado de aguas lluvias implica la restauración y mantenimiento de estructuras como pozos de inspección, sumideros, rejillas, cámaras de registro y tuberías. A continuación, se detallan los pasos clave en este proceso:

14.3.1. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN

- Inspección visual y con equipos especializados (cámaras de inspección CCTV, drones).
- Identificación de daños como grietas, hundimientos, obstrucciones o corrosión.
- Análisis del estado estructural y funcional de la obra de acceso.

14.3.2. PLANIFICACIÓN DE LA REPARACIÓN

- Determinación del tipo de intervención (sellado de fisuras, cambio de tapas, reemplazo de tuberías, etc.).

- Definición de materiales adecuados (concreto reforzado, acero galvanizado, polímeros, etc.).
- Programación de la obra para minimizar interrupciones al tráfico y drenaje.

14.3.3. EJECUCIÓN DE LA REPARACIÓN

- Desvío del flujo de aguas lluvias, si es necesario, para evitar inundaciones.
- Limpieza y desobstrucción de la estructura con equipos de succión y agua a presión.
- Reparación de grietas y filtraciones con morteros especiales o resinas epóxicas.
- Reemplazo de tapas, rejillas o estructuras dañadas según normas de seguridad vial.
- Refuerzo estructural, si se requieren mejoras en la capacidad de carga.

14.3.4. PRUEBAS Y VERIFICACIÓN

- Inspección final con equipos de video o pruebas de flujo.
- Confirmación de la correcta evacuación del agua sin filtraciones.
- Compactación del terreno y restauración de pavimento o veredas afectadas.

14.3.5. MANTENIMIENTO PREVENTIVO

- Revisión periódica de los accesos para evitar colapsos o desbordes.
- Limpieza programada para evitar obstrucciones con hojas, basura y sedimentos.
- Aplicación de recubrimientos anticorrosivos en estructuras de metal.

14.3.6. REPARACIONES DEL HORMIGÓN

Los desperfectos que existan en el hormigón deberán ser reparados a la brevedad. Ninguna reparación podrá efectuarse sin la autorización de la I.T.O. Las reparaciones como mínimo deberán considerar lo siguiente:

- Retiro de todo el hormigón dañado, dando una forma regular al receso producido.
- Limpieza a fondo de las superficies resultantes.
- Preparación de la superficie a hormigonar, colocación moldajes, preparación y colocación de enfierradura, colocación y compactación del Hormigón, terminación del hormigón, tratamiento de Juntas de hormigonado, curado del hormigón.

Al término de las faenas será obligación del Contratista confeccionar el plano de construcción de las obras, que deberá ser aprobado por la I.T.O., previa a la recepción definitiva de las obras.

14.4. REPARACIÓN POR INTERIOR DE LA TUBERÍA

14.4.1. REVESTIMIENTO CON MORTEROS O POLICEMENTO PROYECTADO EN TUBERÍAS DE GRAN DIÁMETRO

Las ventajas de este sistema son que refuerza estructuralmente, impermeabiliza y corrige irregularidades y elimina las fugas.

Los morteros aptos para este trabajo se comercializan envasados en estado seco, contienen áridos clasificados, cemento, aditivos para mejorar la adherencia y evitar la retracción.

Su uso más frecuente es en colectores de alcantarillado de aguas servidas y aguas lluvia.

Método:

- Previo a colocar materiales, se debe preparar la superficie interior del ducto mediante limpieza, retiro de grasas, raíces y raicillas, de acuerdo con las indicaciones del fabricante del material a usar.
- Se inyecta o proyecta una lechada cementosa, normalmente modificado con polímeros, que adhiere a la pared interna de la tubería. Cuando es necesario reparar estructuralmente la tubería, se inyecta la fractura con resinas epóxicas y posteriormente se aplica una malla de fibra de vidrio bajo la capa de mortero de reparación.

14.4.2. SISTEMA CIPP (CURED-IN-PLACE PIPE)

La principal ventaja de este sistema es que sella absolutamente la tubería por el interior, evitando las fugas, con mínimas interrupciones del servicio y fácilmente adaptable a diferentes diámetros y curvas.

Su uso más frecuente es en colectores de alcantarillado de agua potable, aguas servidas, aguas lluvia y otros flujos compatibles con el poliéster.

- Una manga de fibra de poliéster o fibra de vidrio, impregnado en resina termoendurecible, se introduce plegado dentro de la tubería y luego se infla contra la pared interior.
- La resina se cura con vapor, agua caliente o luz ultravioleta, formando un tubo nuevo dentro del tubo existente.



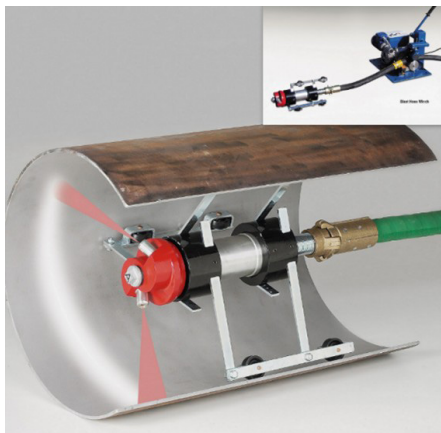
← **Figura 53:**

La fotografía muestra el proceso de curado de la resina con luz ultravioleta. (Fuente: Ricardo Luna)

14.4.3. SPRAY CON RESINAS EPÓXICAS O POLIURETANO

La aplicación de este sistema es para tuberías de todos los diámetros y solo requiere una superficie limpia, exenta de grasas, como son el caso de los colectores de aguas lluvia:

- Se aplica una o más capas de resina con un aspersor con aire comprimido.
- Forma una película impermeable, continua resistente a la corrosión, a la erosión, y, en el caso de colectores de cemento comprimido, disminuye el coeficiente de roce del ducto con el fluido, lo que aumenta su capacidad de porteo.



← **Figura 54:**

La imagen muestra el aspersor de resina con cabeza rotatoria y sistema de avance neumático. (Fuente: Ricardo Luna)

14.5. CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR O TUBERÍA PROVISORIA O ALTERNATIVO

Una tubería provisoria o alternativa es una solución de respaldo que se utiliza en caso de falla de la tubería original. A continuación, se presentan algunos detalles sobre las tuberías provisoria o alternativas:

14.5.1. PROPÓSITO

- **Respuesta a fallas:** La tubería provisoria o alternativa se utiliza para responder a fallas en la tubería original, como roturas, fugas o corrosión.
- **Mantenimiento de la continuidad del servicio:** permite mantener la continuidad del servicio, minimizando los tiempos de inactividad y los costos asociados.

14.5.2. TIPOS DE TUBERÍAS PROVISORIAS O ALTERNATIVAS

- Tuberías de polietileno (PE): Son una opción común debido a su resistencia a la corrosión y su facilidad de instalación.
- Tuberías de acero inoxidable: Son una opción para aplicaciones que requieren una mayor resistencia a la corrosión y la abrasión.
- Tuberías de PVC: Son una opción para aplicaciones que requieren una mayor resistencia a la corrosión y la abrasión, y que no requieren una alta presión.
- Tuberías de Cemento Comprimido (CC): son una opción viable, especialmente en aplicaciones de agua potable y alcantarillado.

14.5.3. VENTAJAS DE LAS TUBERÍAS DE CEMENTO COMPRIMIDO

- Son resistentes a la corrosión y no se ven afectadas por la mayoría de los productos químicos.
- Durabilidad: pueden durar hasta 100 años o más, dependiendo de las condiciones de servicio.
- Son resistentes a la abrasión y no se desgastan fácilmente.
- Costos competitivos: pueden ser más económicas que otras opciones, especialmente en aplicaciones de gran escala.

14.5.4. DESVENTAJAS DE LAS TUBERÍAS DE CEMENTO COMPRIMIDO

- Pueden ser pesadas y difíciles de manejar, especialmente en aplicaciones de gran escala o en situaciones de pendientes pronunciadas o de difícil acceso.
- Requieren una instalación cuidadosa y precisa para garantizar su integridad y funcionamiento adecuado.
- Pueden tener limitaciones de diseño, como una menor presión o temperatura máxima.

14.5.5. VENTAJAS DE LAS TUBERÍAS PROVISORIA O ALTERNATIVA

- Rápida instalación: ya que pueden ser instaladas rápidamente, minimizando los tiempos de inactividad.
- Costos reducidos: pueden ser más económicas que la reparación o reemplazo de la tubería original.
- Mayor seguridad: pueden proporcionar una mayor seguridad, ya que pueden ser diseñadas para resistir fallas y minimizar los riesgos de accidentes.

14.5.6. DESVENTAJAS DE LAS TUBERÍAS PROVISORIA O ALTERNATIVA

- Limitaciones de diseño: pueden tener limitaciones de diseño, como una menor presión o temperatura máxima.
- Costos de mantenimiento: pueden requerir un mantenimiento adicional, como la inspección y la limpieza.
- Impacto ambiental: pueden tener un impacto ambiental, como la generación de residuos o la contaminación del suelo y el agua.

14.6. LIMPIEZA DE SUMIDROS DE AGUAS LLUVIAS

La limpieza de sumideros de aguas lluvias es un proceso importante para mantener la funcionalidad y la seguridad de los sistemas de drenaje de aguas lluvias. A continuación, se presentan los pasos y consideraciones clave para la limpieza de sumideros de aguas lluvias:

14.6.1. OBJETIVOS DE LA LIMPIEZA

- Eliminar objetos y materiales que obstruyen el flujo de agua en el sumidero.
- Reducir la acumulación de sedimentos y materiales en el sumidero.

- Prevenir la contaminación del agua y del medio ambiente.

14.6.2. PASOS PARA LA LIMPIEZA

- Realizar una inspección visual del sumidero para identificar obstrucciones y sedimentos.
- Retirar objetos y materiales que obstruyen el flujo de agua en el sumidero.
- Limpieza con agua a presión para limpiar el sumidero y eliminar sedimentos y materiales.
- Limpieza con equipos y maquinarias especializadas o camiones de succión o herramientas manuales como palas y rastrillos, para eliminar sedimentos y materiales en áreas de difícil acceso.
- Realizar una inspección final para asegurarse de que el sumidero esté limpio y funcione correctamente.

14.6.3. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD

- Utilizar equipo de protección personal, como guantes y gafas, para protegerse de lesiones.
- Asegurarse de que el acceso al sumidero sea seguro y no presente riesgos de caídas o lesiones. Considerar señalética para desviar el tránsito vehicular del sector.
- Asegurarse de que la ventilación en el área de trabajo sea adecuada para prevenir la acumulación de gases peligrosos.

14.6.4. FRECUENCIA DE LIMPIEZA

- Realizar la limpieza del sumidero de manera regular, dependiendo de la cantidad de agua que fluye a través de él y de la cantidad de sedimentos y materiales que se acumulan. Se recomienda efectuarla anualmente, antes del periodo de lluvias.
- Inspección periódica: Realizar inspecciones periódicas del sumidero para identificar problemas potenciales y realizar reparaciones o limpieza según sea necesario



↑ **Figura 55:**
Camiones de limpieza (Fuente: Ricardo Luna)

14.7. CAMBIO DE COLECTOR DE AGUAS LLUVIAS

El cambio de una tubería implica varios pasos y consideraciones técnicas, de seguridad y económicas. A continuación, se presenta una visión general de lo que implica el cambio de una tubería:

14.7.1. PREPARACIÓN

- Evaluar la condición actual de la tubería para determinar si es necesario reemplazarla. En el capítulo de INSPECCION TOPOGRÁFICA se indican las tolerancias permisibles, las que al ser superadas pueden implicar el cambio de las tuberías o colectores.
- Seleccionar el material adecuado para la nueva tubería, considerando factores como la presión, la temperatura y la corrosión.
- Planificar el trabajo para minimizar los tiempos de inactividad y los costos.

14.7.2. DESMONTAJE DE LA TUBERÍA EXISTENTE

- Desconectar la tubería de los sistemas de suministro y drenaje.
- Retirar la tubería existente, lo que requiere el uso de herramientas y maquinarias especializadas.
- Limpiar el área para eliminar cualquier residuo o material peligroso.

14.7.3. INSTALACIÓN DE LA NUEVA TUBERÍA

- Preparación de la nueva tubería para la instalación, lo que puede incluir la aplicación de recubrimientos o la instalación de accesorios.
- Instalación de la nueva tubería asegurándose de que esté correctamente conectada y sellada.
- Realizar pruebas de la nueva tubería para asegurarse de que esté funcionando correctamente.

14.7.4. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD

- Utilizar equipo de protección personal, como guantes y gafas, para protegerse de lesiones.
- Asegurarse de que el acceso al área de trabajo sea seguro y no presente riesgos de caídas o lesiones.
- Asegurarse de que la ventilación en el área de trabajo sea adecuada para prevenir la acumulación de gases peligrosos.

14.7.5. COSTOS Y BENEFICIOS

- Los costos de materiales, maquinarias y mano de obra pueden ser significativos, pero pueden ser compensados por los beneficios a largo plazo.
- Beneficios de la eficiencia energética: La instalación de una nueva tubería puede mejorar la eficiencia energética y reducir los costos de operación.
- La instalación de una nueva tubería puede mejorar la seguridad y reducir el riesgo de accidentes.

14.8. MANTENCIÓN DE CANALES

La mantención de canales es fundamental para garantizar el funcionamiento adecuado de los sistemas de riego, drenaje y otros usos del agua. A continuación, se presenta algunos aspectos importantes para la mantención de canales:

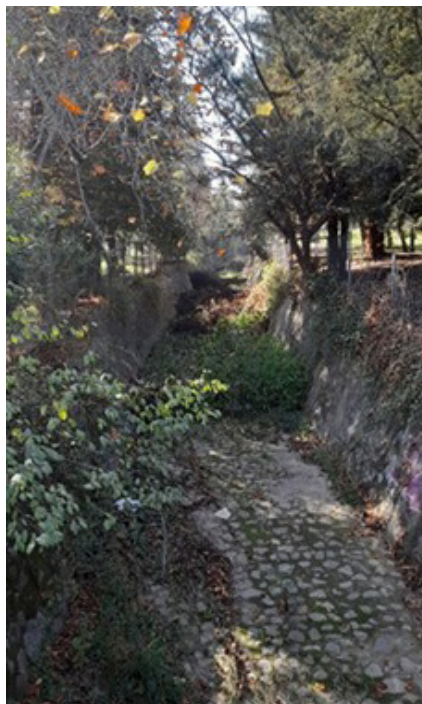
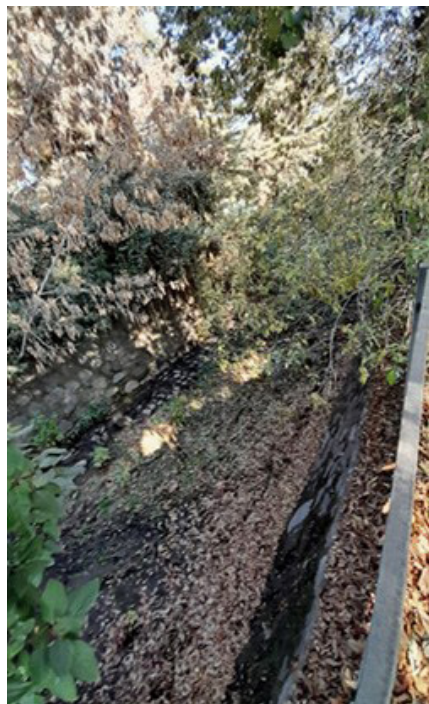
14.8.1. INSPECCIÓN REGULAR

- Realizar inspecciones visuales regulares para detectar problemas como sedimentación, erosión, fugas o daños en la estructura del canal.

- Medir los caudales de agua en diferentes puntos del canal para detectar posibles problemas de flujo.

14.8.2. LIMPIEZA Y DES SEDIMENTACIÓN

- Eliminar malezas y vegetación que puedan obstruir el flujo de agua o causar daños en la estructura del canal.
- Realizar trabajos de des sedimentación para eliminar sedimentos y material acumulado en el fondo del canal.



← **Figura 56:**
Foto de canal lleno de vegetación sin su
mantención preventiva (Fuente: Ricardo Luna)

14.8.3. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS

- Reparar fugas y daños en la estructura del canal para evitar pérdidas de agua.
- Realizar mantenimiento regular de compuertas y válvulas para garantizar su funcionamiento adecuado.

14.8.4. CONTROL DE EROSIÓN

- Aplicar revestimientos o capas de protección para prevenir la erosión en áreas críticas del canal.
- Estabilizar taludes y laderas para prevenir deslizamientos y erosión.

14.8.5. MONITOREO DE LA CALIDAD DEL AGUA

- Realizar análisis regulares de la calidad del agua para detectar posibles problemas de contaminación.
- Monitorear el pH y la turbidez del agua para garantizar que se encuentren dentro de los parámetros aceptables.

14.8.6. PLANIFICACIÓN Y PROGRAMACIÓN

- Desarrollar un plan de mantenimiento regular para garantizar que se realicen las tareas necesarias para mantener el canal en buen estado.
- Programar trabajos de mantenimiento y reparación para minimizar interrupciones en el funcionamiento del canal.

14.8.7. LA PERIODICIDAD DE LA LIMPIEZA DE CANALES

14.8.7.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PERIODICIDAD

- Uso del canal: Canales utilizados para riego, drenaje o otros fines pueden requerir limpieza más frecuente que canales utilizados para fines recreativos.
- Canales ubicados en áreas con alta precipitación o crecimiento vegetativo rápido pueden requerir limpieza más frecuente.
- Canales con vegetación densa o invasiva pueden requerir limpieza más frecuente que canales con vegetación más escasa.
- Canales más antiguos o con problemas de mantenimiento pueden requerir limpieza más frecuente.

14.8.7.2. PERIODICIDAD RECOMENDADA

- Limpieza rutinaria: Cada 3-6 meses, dependiendo del uso y las condiciones del canal.
- Limpieza profunda: Cada 1-2 años, para eliminar sedimentos y material acumulado en el fondo del canal.
- Inspección visual: Cada 1-3 meses, para detectar problemas potenciales y realizar ajustes en la limpieza y el mantenimiento.

14.8.7.3. EJEMPLOS DE PERIODICIDAD EN DIFERENTES CONTEXTOS

- Canales de riego: Limpieza rutinaria cada 3 meses, limpieza profunda cada 6 meses.

- Canales de drenaje: Limpieza rutinaria cada 6 meses, limpieza profunda cada 12 meses.
- Canales recreativos: Limpieza rutinaria cada 6-12 meses, dependiendo del uso y las condiciones del canal.

14.9. PROTECCIÓN BAJO TUBERÍAS CON GEOMEMBRANA

La protección bajo las tuberías y colectores con geomembrana es una técnica utilizada para prevenir la contaminación del suelo y el agua subterránea, y también evitar la socavación de la base o relleno de la tubería, debido a la infiltración de líquidos desde los colectores. A continuación, se presentan algunos aspectos importantes sobre la protección bajo tuberías o colectores con geomembrana:

14.9.1. TIPOS DE GEOMEMBRANAS

- Geomembranas de polietileno HDPE (Polietileno de Alta Densidad): Son las más comunes y se utilizan ampliamente en aplicaciones de protección ambiental. Sus principales características son:
 - o **Ventajas:**
 - » **Resistencia química:** son resistentes a una amplia variedad de sustancias químicas, lo que las hace ideales para aplicaciones donde se requiere protección contra la contaminación.
 - » **Impermeabilidad:** lo que impide la infiltración de líquidos en el suelo y el agua subterránea.
 - » **Durabilidad:** son muy duraderas y pueden resistir durante décadas sin sufrir daños significativos.
 - » **Flexibilidad:** son flexibles y pueden adaptarse a diferentes formas y tamaños de colectores.
 - o **Características:**
 - » Vienen en diferentes espesores, desde 0,5 mm hasta 3 mm o más, dependiendo de la aplicación.
 - » Vienen una alta resistencia a la tensión, lo que les permite soportar cargas y tensiones sin sufrir daños.
 - » Son resistentes a la perforación, lo que reduce el riesgo de daños durante la instalación y el uso.
- Geomembranas de polipropileno: Son resistentes a la corrosión y se utilizan en aplicaciones donde se requiere una mayor resistencia química.

- Geomembranas de PVC: Son flexibles y se utilizan en aplicaciones donde se requiere una mayor flexibilidad y resistencia a la deformación.

14.9.2. INSTALACIÓN Y DISEÑO

- Preparación del terreno: debe ser preparado adecuadamente para asegurar una superficie plana y estable.
- La geomembrana debe ser colocada de manera que cubra toda la superficie del colector y se asegure adecuadamente para evitar desplazamientos o daños. Esta colocación se debe ejecutar antes de realizar cambio de suelo de relleno (6.4.1), de reparación de uniones (6.4.2) o de construcción de colector alternativo (6.4.5) o cambio de colector (6.4.7).
- Las uniones y soldaduras deben ser realizadas de manera que se asegure la estanqueidad y la integridad de la geomembrana.

14.9.3. VENTAJAS Y BENEFICIOS

- **Protección ambiental:** La geomembrana proporciona una protección efectiva contra la contaminación del suelo y el agua subterránea.
- **Reducción de costos:** La geomembrana puede reducir los costos de limpieza en caso de contaminación, y evitar la socavación bajo las tuberías
- **Mayor seguridad:** La geomembrana proporciona una mayor seguridad para la salud humana y el medio ambiente.

CAPÍTULO 15

CASOS DE ESTUDIO

15. CASOS DE ESTUDIO

15.1. CASO KANDINSKY

Informe Técnico: Proceso de Reparación del Socavón en Inmediaciones del Edificio Kandinsky - Viña del Mar

15.1.1. ANTECEDENTES DEL EVENTO

El día 22 de agosto de 2023, se produjo un socavón de grandes proporciones en las inmediaciones del edificio Kandinsky, ubicado en el campo dunar de Viña del Mar. Este fenómeno afectó directamente la infraestructura urbana, destruyendo parte de la calle Costa de Montemar y generando un volumen de cárcava estimado en 15.000 m³, con un escarpe vertical de aproximadamente 35 metros. El colapso fue consecuencia directa del desacople de la tubería del colector primario Balaguer Soza, infraestructura encargada de evacuar aguas lluvias hacia el mar.

El evento se desarrolló sobre suelos dunares compuestos por arenas no consolidadas de alta permeabilidad, lo cual facilitó la erosión interna ante la filtración de agua por falla estructural del colector.

15.1.2. MEDIDAS DE EMERGENCIA INMEDIATAS

Tras el colapso, se adoptaron una serie de medidas de emergencia para contener la situación y mitigar los riesgos inminentes:

- Evacuación preventiva de edificios colindantes, incluyendo el Kandinsky, Santorini Norte y otros inmuebles, afectando a más de 200 personas.
- Implementación de un colector bypass provisorio, diseñado como una solución temporal para conducir las aguas lluvias y evitar nuevas filtraciones. Esta tubería superficial se extendió por 85 metros, con una pendiente aparente de 20°, desde calle Costa de Montemar hasta una cota inferior de 44 m s.n.m.

15.1.3. PROCESO DE RELLENO DEL SOCAVÓN

El relleno del socavón fue diseñado bajo criterios de ingeniería geotécnica y ejecutado en etapas controladas. La propuesta técnica incluyó:

- Materiales utilizados:
- Relleno con roca.
- Conglomerado pétreo.
- Membrana geotextil para control de filtraciones.
- Arena de duna.

El objetivo de este relleno fue recuperar la estabilidad estructural del terreno, permitiendo la posterior instalación del nuevo colector definitivo.

15.1.4. CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR DEFINITIVO

Como medida de reparación estructural de largo plazo, se proyectó y ejecutó un colector primario definitivo, diseñado para mejorar la conducción de aguas lluvias desde las cuencas urbanas hasta el mar:

- Características técnicas:
- Cajón de hormigón armado con gradas disipadoras de energía hidráulica.
- Micropilotes de fundación para las cámaras disipadoras.
- Paso subterráneo por debajo de Avenida Borgoño.
- Construcción de un muro de contención para dar soporte estructural al sistema.

Esta solución tiene por finalidad asegurar el escurrimiento de aguas en eventos de hasta 10 años de período de retorno, considerando un caudal máximo de 3,18 m³/s.

15.1.5. INSTALACIÓN DEL COLECTOR PROVISORIO

Mientras se completaban las obras del colector definitivo, se instaló un sistema provisorio para la conducción de aguas lluvias:

- Diseño y componentes:
- Cámara de hormigón en calle Costa de Montemar.
- Tubería doble de acero corrugado de 1.000 mm de diámetro.
- Disipador de energía con enrocado.

- Instalación de 240 metros de tubería en la ladera de la duna, anclada en el cerro.

Este sistema se encuentra en operación desde enero de 2024.

15.1.6. AVANCE Y PLAZOS DE EJECUCIÓN

Los plazos definidos por la autoridad indican que:

- El relleno del socavón N°1 (Kandinsky) se proyecta concluir durante el segundo semestre de 2024.
- La restitución de la calle Costa de Montemar está prevista para el primer semestre de 2024.
- El colector definitivo también se encuentra en ejecución, con obras avanzadas en el muro principal de Avenida Borgoño y fundaciones.

15.1.7. SEGUNDO SOCAVÓN

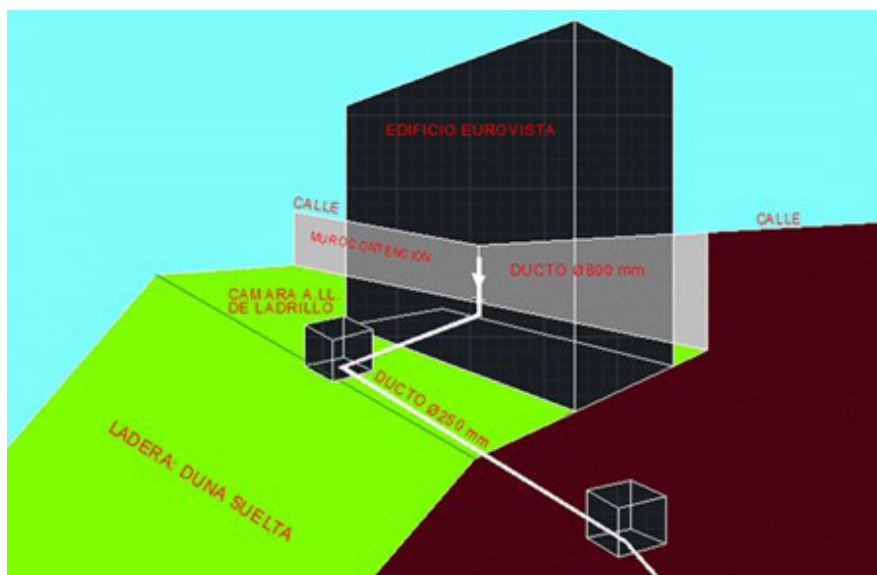
El 10 de septiembre de 2023, se produjo un segundo colapso a 65 metros al sur, afectando la misma calle Costa de Montemar

La rápida secuencia entre ambos colapsos que agravó el problema y evidencio la necesidad rápida de una solución definitiva, no obstante, la existencia del colector provisorio permitió que el socavón inicial no tomara mayores dimensiones, lo que habría hecho colapsar el edificio situado sobre el eje del colector.

15.2. CASO EUROMARINA

La remoción en masa que se produjo frente al edificio Euromarina tiene la siguiente secuencia de hechos.

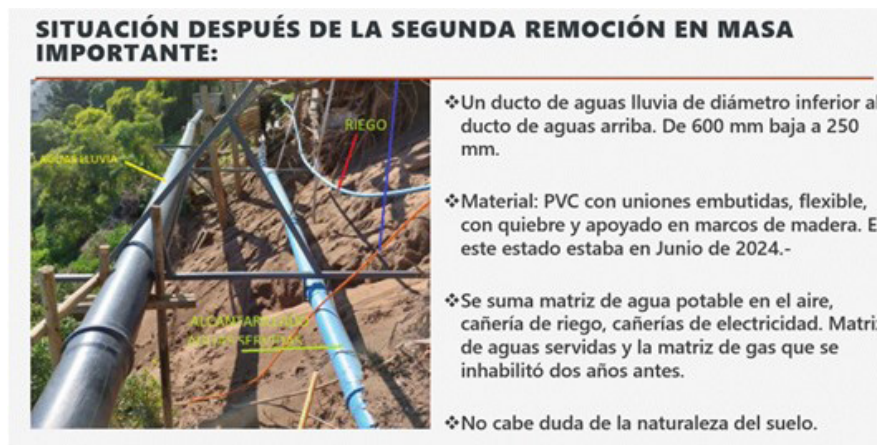
- La cámara de ladrillos mostrada en el siguiente diagrama inicialmente estaba totalmente enterrada, con su tapa a nivel del suelo.
- Por erosión eólica, tránsito de personas y principalmente lluvias, la cámara quedó descubierta. Se produjeron filtraciones antes del año 2022, el año 2023 con inundación y arrastre de arena al edificio inferior, Euromarina.



← **Figura 57:**

Diagrama Edificio Euromarina (Fuente: Ricardo Luna)

- Se hicieron las reparaciones que se muestran en la Figura 2, que a todas luces no son más que un parche inútil.
- El año 2024 se produce la fractura del sistema en la segunda cámara, arrastrando gran cantidad de suelo, exponiendo las fundaciones del edificio y rompiendo el resto de las instalaciones que se ven en la figura 60.



← **Figura 58:**

Colector edificio (Fuente: Ricardo Luna)

- La figura 61 muestra el efecto del deslizamiento de suelos, que compromete la estabilidad del edificio, lo dejó sin sistema de evacuación de aguas servidas y de aguas lluvia.

Ante esta situación, se optó por captar las aguas de la cuenca aportante en el punto bajo de la calle e impulsarlas a otro colector mediante bombeo mecanizado, lo que funcionó satisfactoriamente.

Figura 59: →

Edificio Euromarina (Fuente: Ricardo Luna)

SITUACIÓN EDIFICIO EUROMARINA DESPUÉS DE LA REMOCIÓN EN MASA DEL AÑO 2024.



Un pilar de la terraza de más de 10 m queda al descubierto, una fundación de un pilar de la piscina pierde el sello de fundación, las instalaciones se rompen en su totalidad y:

Las consecuencias de este deslizamiento son de conocimiento público:

El flujo de arena y agua ingresó al edificio ubicado al pie del talud a través de la rampa de salida del estacionamiento subterráneo que consta de dos niveles. La losa de entrepiso alcanzó una carga del orden de 3.0 ton/m², por lo cual debe ser demolida y reconstruida.

Figura 60: →

Edificio Eurovista (Fuente: Ricardo Luna)

DAÑOS EN EL EDIFICIO EUROVISTA



15.3. COLECTOR “LAS PERLAS”

Recomendaciones de diseño para colectores de aguas lluvias en el sector del campo dunar de la ciudad de Viña del Mar. Por Moncada & Pedrals

15.3.1. INTRODUCCIÓN

El sistema de evacuación de aguas lluvias en la zona de dunas de Viña del Mar, caracterizada por suelos arenosos y pendientes pronunciadas, enfrenta desafíos + significativos debido a eventos de lluvia intensa recurrentes. En particular, el colector de aguas lluvias ubicado en Calle

Las Perlas N°1855, en el sector de Reñaca Bajo, ha presentado problemas de obstrucción y capacidad, generando inundaciones localizadas en calles aledañas como Avenida Borgoño y Calle Vicuña Mackenna durante eventos de lluvia registrados en junio de 2023 y abril de 2024.

Asimismo, el colector del Edificio Kandinski, ubicado en Av. San Martín 140, ha experimentado fallas que han afectado su funcionamiento y han requerido intervenciones de emergencia en agosto de 2022 y febrero de 2024.

Estos problemas puntuales evidencian la necesidad de una evaluación exhaustiva del sistema de evacuación de aguas lluvias en toda la zona de dunas, considerando tanto las condiciones naturales del terreno como las demandas impuestas por el desarrollo urbano y los eventos climáticos extremos.

En el presente documento, se adjuntan recomendaciones de diseño que tienen por finalidad dotar a los sistemas de evacuación de aguas lluvias de un comportamiento más resiliente frente a situaciones especiales de diseño, como eventos de lluvia de alta intensidad y duración, con el objetivo de mitigar los riesgos de inundación y garantizar la seguridad de la infraestructura y la población.

15.3.2. RECOMENDACIONES

15.3.2.1. RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS

- **Diseño de Áreas Aportantes:**

- » **Cálculo de Escorrentía Actual y Futura:** Para El diseño de los colectores se recomienda considerar la escorrentía total generada por la infraestructura existente, así como la escorrentía futura estimada a partir de las áreas que aún no han sido urbanizadas. Para ello, se puede utilizar modelos hidrológicos y datos de precipitación actualizados, considerando escenarios de cambio climático. Comentario: Esta medida podría ayudar a que los colectores tengan la capacidad suficiente para manejar tanto la demanda actual como la futura, reduciendo el riesgo de desbordamientos e inundaciones.
- » **Delimitación Precisa de Áreas Aportantes:** Se recomienda realizar una delimitación detallada de las áreas aportantes a cada colector, considerando la topografía, el tipo de suelo, la cobertura vegetal y las características de la infraestructura existente y futura. **Comentario:** Una delimitación precisa de las áreas aportantes ayuda a que el cálculo pueda ser más exacto de la escorrentía

y puede permitir una mejor distribución de la capacidad de los colectores.

- **Periodos de Retorno:**

- » **Colectores Secundario:** Se diseña con periodo de retorno de diseño de 10 años para el colector primario.
- » **Comentario:** Al diseñar con el periodo de retorno de 10 años, se garantiza que los colectores puedan manejar eventos de lluvia suficientemente intensos, que ocurren con baja frecuencia pero que pueden tener un impacto devastador si la infraestructura no está preparada.

Consideraciones Adicionales:

- » Se recomienda la implementación de sistemas de alerta temprana para eventos de lluvia intensa, que permitan activar protocolos de emergencia y evacuación en caso de ser necesario.
- » Es fundamental realizar inspecciones y mantenimientos periódicos de los colectores para garantizar su correcto funcionamiento y detectar posibles problemas a tiempo

- **Materiales y Conexiones de Tuberías:**

- » **Material de Tuberías:** Las tuberías de los colectores se recomienda ser fabricadas con materiales termoplásticos de alta densidad (HDPE) que permitan la unión mediante soldadura, garantizando así la estanqueidad del sistema.
- » **Comentario:** El HDPE es un material resistente a la corrosión, flexible y duradero, ideal para su uso en sistemas de evacuación de aguas lluvias. La soldadura de las tuberías asegura una unión hermética y evita fugas.
- » **Conexiones entre Tuberías:** Para todas las conexiones entre tuberías se recomienda realizar mediante soldadura a tope o mediante sistemas de unión mecánica apertados que garanticen la estanqueidad del sistema, incluso bajo condiciones de presión.
- » **Comentario:** La soldadura a tope por termofusión o electro fusión es el método más seguro y confiable para unir tuberías de HDPE, ya que crea una unión homogénea y resistente. Los sistemas de unión mecánica apertados ofrecen una alternativa en situaciones donde la soldadura no es factible, siempre y cuando se garantice la estanqueidad.
- » **Conexiones con Cámaras:** Las conexiones de entrada y salida de las cámaras de inspección se recomiendan realizar mediante pasamuros de HDPE soldados a las tuberías o

mediante sistemas especiales diseñados para garantizar la estanqueidad y la operación bajo presión.

- » **Comentario:** Los pasamuros de HDPE soldados a las tuberías ofrecen una solución simple y efectiva para conectar las tuberías a las cámaras. Los sistemas especiales de conexión, como los sellos mecánicos o los prensaestopas, pueden ser necesarios en situaciones donde se requiera una mayor flexibilidad o resistencia a la presión.

Consideraciones Adicionales:

- » Se recomienda la utilización de tuberías de HDPE con un factor de seguridad adecuado para resistir las cargas internas y externas a las que estarán sometidas.
 - » Es importante realizar pruebas de estanqueidad del sistema antes de su puesta en servicio para verificar la integridad de las uniones y detectar posibles fugas.
 - » Se recomienda implementar un programa de inspección y mantenimiento preventivo de las tuberías y conexiones para ayudar a su correcto funcionamiento a largo plazo.
- **Recomendaciones de Diseño para Cámaras de Aguas Lluvias**
 - » **Materiales de Sumideros y Cámaras:** Se recomienda que los sumideros y las cámaras de aguas lluvias puedan ser contruidos con materiales totalmente impermeables como el hormigón armado para evitar filtraciones y ayudar a la integridad del sistema.
 - » **Comentario:** La impermeabilidad de los sumideros y cámaras es muy relevante para evitar la contaminación del suelo y de las aguas subterráneas, así como para asegurar la eficiencia del sistema de evacuación de aguas lluvias.
 - » **Cimentación de Cámaras:** Se recomienda que las cámaras puedan ser apoyadas sobre un cáliz de hormigón armado con anclajes o pilotes en profundidad, según las condiciones del terreno y la pendiente.
 - » **Comentario:** La cimentación adecuada de las cámaras es crucial para garantizar su estabilidad y resistencia a las cargas hidrostáticas y a los movimientos del terreno. Los anclajes o pilotes en profundidad aseguran la estabilidad de las cámaras en terrenos inestables o con pendientes pronunciadas.
 - » **Sistemas de Soporte:** Entre otros, se podría utilizar, para los sistemas de soporte de las cámaras, pilas de hormigón armado, micropilotes o pilotes tradicionales, según las características del terreno y la profundidad requerida.

- » **Comentario:** La elección del sistema de soporte dependerá de las condiciones específicas del terreno. Las pilas pueden ser adecuadas para terrenos blandos, mientras que los micropilotes y pilotes tradicionales son más apropiados para terrenos más firmes.
- » **Consideración de Socavación Accidental:** Se recomienda que El diseño de las cámaras considere la posibilidad de socavación accidental, asegurando que las cámaras puedan seguir operando incluso en caso de pérdida parcial del terreno de apoyo.
- » **Comentario:** La socavación accidental puede ocurrir debido a la erosión del suelo por las aguas lluvias o a otros factores. Un diseño resistente a la socavación aporta a la continuidad del funcionamiento del sistema de evacuación de aguas lluvias.
- » **Pendientes Superiores al 75%:** En casos de pendientes superiores al 75%, se recomienda utilizar anclajes o pilotes en profundidad de al menos 10 metros para asegurar la estabilidad de las cámaras. Además, se recomienda instalar un faldón de geotextil de al menos 8 m² alrededor de la cámara para evitar la erosión del terreno.
- » **Comentario:** Las pendientes pronunciadas representan un desafío adicional para la estabilidad de las cámaras. Los anclajes o pilotes profundos y el faldón de geotextil son medidas de refuerzo adecuadas para la seguridad y el funcionamiento del sistema en estas condiciones.

- **Recomendaciones de Diseño de Tuberías**

Criterios de diseño

- » **Coefficiente de manning:** Para las tuberías de HDPE corrugado se recomienda utilizar un coeficiente de manning $n=0.011$.
- » **Comentario:** Es importante identificar el correcto coeficiente de manning para la materialidad que se utiliza. Esto es debido a que es un factor importante para el diseño de tuberías.
- » **Pendiente mínima:** Se recomienda que la pendiente mínima para las tuberías de evacuación de aguas lluvias sea de 1.0%.
- » **Comentario:** Es recomendable poseer un mínimo de pendiente para lograr que el escurrimiento de aguas lluvias sea suficiente para no estancarse dentro de la tubería y generar una acumulación de sedimentos y aguas al interior de este.
- » **Velocidad máxima:** Se recomienda que la velocidad máxima para las tuberías de evacuación de aguas lluvias sea de 4.0 m/s.
- » **Comentario:** Grandes caudales y pendientes pronunciadas

podrían representar riesgo para la capacidad de las tuberías para soportar una alta velocidad de escurrimiento al interior de los mismos. En general el diseño indica un máximo de 6.0m/s, pero se toma el resguardo de no superar los 4.0m/s.

Anclaje de Tuberías en Pendientes Superiores al 50%:

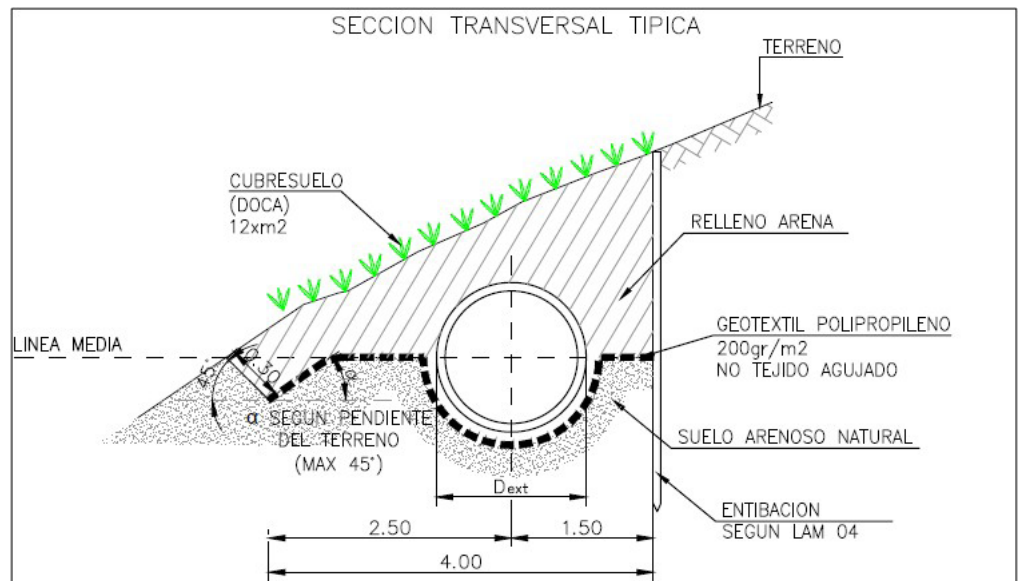
- » **Sistemas Especiales de Anclaje:** Cuando las tuberías de los colectores estén instaladas en pendientes superiores al 50%, se recomienda diseñar e implementar sistemas especiales de anclaje a la ladera para garantizar su estabilidad y evitar deslizamientos.
- » **Comentario:** Las pendientes pronunciadas pueden representar un desafío adicional para la estabilidad de las tuberías, por lo que se recomienda sistemas de anclaje robustos y confiables.
- » **Machones de Anclaje:** Para los sistemas de anclaje se recomienda incluir machones de hormigón armado espaciados a una distancia no superior a 5 metros a lo largo de la tubería.
- » **Comentario:** Los machones actúan como puntos de anclaje intermedios, distribuyendo las cargas y evitando el deslizamiento de la tubería. El espaciamiento adecuado de los machones aporta a una sujeción uniforme y efectiva.
- » **Anclajes Estructurales en Profundidad:** Se recomienda que los machones puedan estar anclados a la ladera mediante anclajes estructurales en profundidad, utilizando micropilotes o pilotes
Comentario: Los anclajes en profundidad pueden ayudar a la estabilidad de los machones y de la tubería en caso de movimientos del terreno o socavación accidental. La elección entre micropilotes y pilotes dependerá de las características del terreno y la profundidad requerida.
- » **Diseño para Socavación Accidental:** Se recomienda que los anclajes sean diseñados para resistir una socavación accidental de hasta [profundidad de socavación estimada] metros, manteniendo la tubería en su posición incluso en condiciones críticas, como la exposición parcial de la estructura al aire.
- » **Comentario:** La socavación accidental puede comprometer la estabilidad de la tubería y de los anclajes. Un diseño resistente a la socavación aporta a la continuidad del funcionamiento del sistema de evacuación de aguas lluvias, incluso en situaciones extremas.
- » **Consideraciones Adicionales:** Se recomienda realizar un estudio geotécnico detallado del terreno para determinar las características del suelo y diseñar los anclajes de manera adecuada. Es importante realizar inspecciones

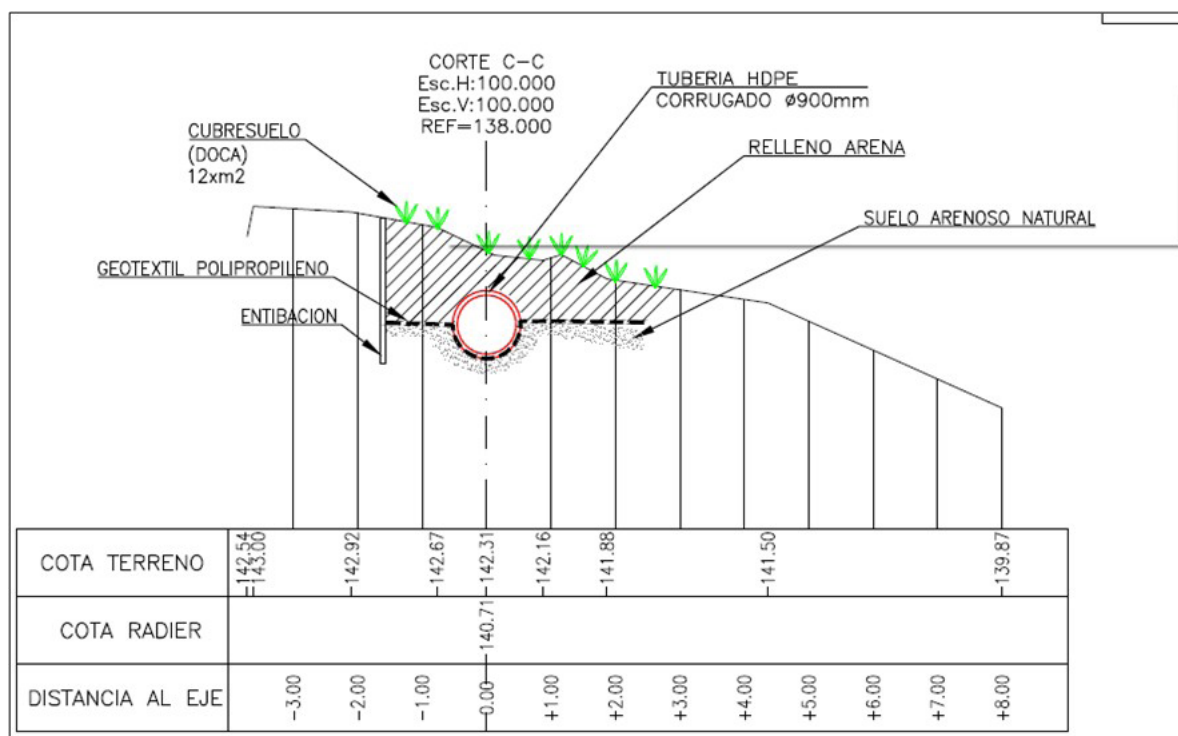
periódicas de los sistemas de anclaje para verificar su estado y detectar posibles problemas a tiempo. En caso de detectar daños o deterioro en los anclajes, se recomienda realizar las reparaciones necesarias de manera inmediata para garantizar la seguridad del sistema.

- » **Geotextil Polipropileno:** Se recomienda considerar la colocación de geotextil polipropileno bajo el relleno de las tuberías a instalar.
- » **Comentario:** El geotextil ayuda a aislar el relleno del terreno natural, además de ayudar a que las aguas lluvias no deslicen material de relleno estructural proyectado.
- » **Cubresuelos (docas):** Se recomienda considerar la colocación de cubresuelos *Carpobrotus Chilensis* (docas) a lo largo de las excavaciones en las que se instalarán las nuevas tuberías proyectadas.
- » **Comentario:** Los cubresuelos proyectados, además de replantar el sector intervenido, ayudan a mantener firme el terreno superficial de los taludes existentes en el proyecto.

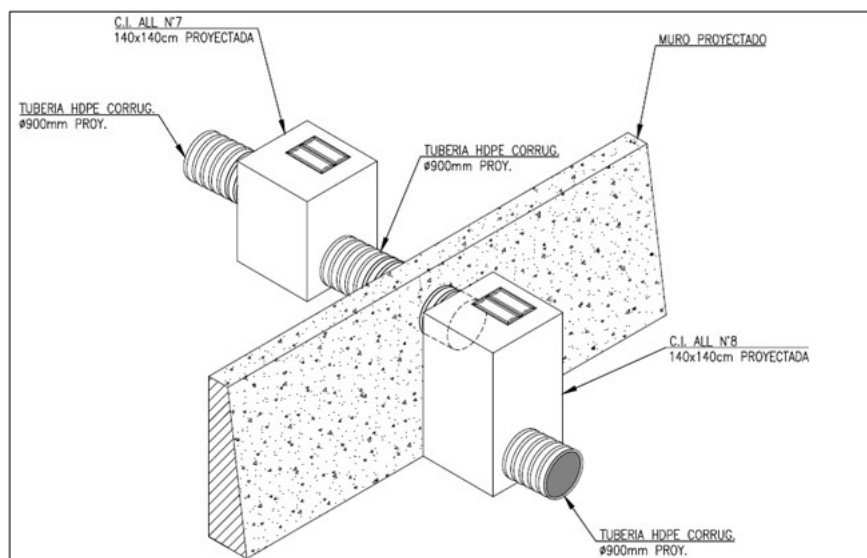
15.3.3. EXTRACTOS DETALLES PROYECTO

Figura 61: →
Detalle Instalación de tuberías
- Cortes Transversales colector
(Fuente: Moncada & Pedrals)





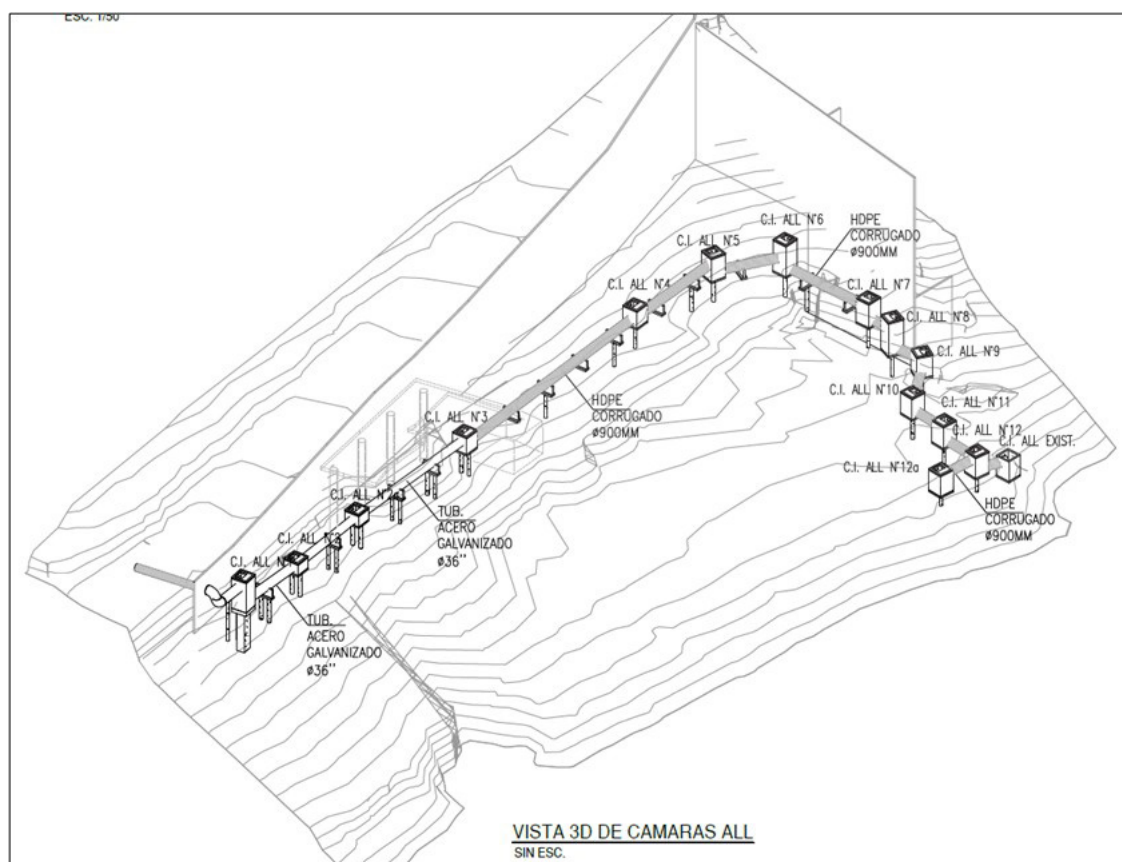
↑ **Figura 62:**
Detalle Instalación de tuberías. Cortes Transversales colector (Fuente: Moncada & Pedrals)



← **Figura 63:**
Esquema descarga aguas lluvias por muro (Fuente: Moncada & Pedrals)

Figura 61: →

Vista 3D de cámaras de aguas lluvias (Fuente:
Moncada & Pedrals)



CAPÍTULO 16

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

16. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Andrade, B. & Castro, C. (1989). La carta fisiográfica aplicada al manejo de la zona costera. *Terra Australis*, 31:87-96.

Araya & Vergara, J. (1997). Fundamentación geomorfológica para la conservación y manejo de sistemas dunares. *Terra Australis* 42:65-72.

Bagnold, R.A. (1941). *The physics of blown sand and desert dunes*. Methuen, Londres, 265 p.

Borde, J., Blanco, A., & Martínez, A. (s.f.). Estudio y análisis de la dinámica de dunas costeras en Chile. Documento sin fecha, disponible en bibliografía institucional.

Castro, A. & Andrade, B. (1990). Peritaje geográfico del campo de dunas de punta Concón

Castro, A. (1992). Dinámica litoral y evolución de sistemas de playas y dunas en el centro sur de Chile. Tesis de Magíster, Universidad de Chile.

Castro, A. (1992). La zona costera de Chile central: procesos geomorfológicos y evolución histórica. *Revista Geográfica de Chile Terra Australis*, 37, 45-60.

Castro, A. (2015). Procesos geomorfológicos y evolución de la zona costera chilena. Documento inédito, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Castro, A., Donoso, Á. Z., & Barrientos, C. P. (2012). Geomorfología y geopatrimonio del Mar de Dunas de Atacama, Copiapó (27° S), Chile. *Revista de Geografía Norte Grande*, 53, 123-136. <https://doi.org/10.4067/s0718-34022012000300008>

Castro, A., Lazo Valenzuela, F., & Manríquez, H. (2012). Evaluación del Mar de Dunas de Atacama: caracterización ambiental y análisis geomorfológico. *Revista Geográfica de Chile Terra Australis*.

Castro, A., Pino, M., & Rodríguez, C. (2012). Ambientes sedimentarios cuaternarios y evolución geomorfológica en el litoral centro-sur de Chile. *Revista de Geografía Norte Grande*, (52), 45-66.

Castro, A., Zúñiga Donoso, Á., & Pattillo Barrientos, C. (2012). Geomorfología y geopatrimonio del Mar de Dunas de Atacama, Copiapó (27° S), Chile. *Revista de Geografía Norte Grande*, (53), 5-24.

Fuenzalida, H. (1956). Campos de dunas en la costa de Chile Central. XVIII Congreso Internacional de Géographie, Rio de Janeiro, 234-240.

Grime, K., & Álvarez, L. (1964). El suelo de fundación de Valparaíso y Viña del Mar. Valparaíso: Instituto de Investigaciones Geológicas de Chile. Boletín N° 16.

Hesp, P. A. (2002). Foredunes and blowouts: initiation, geomorphology and dynamics. *Geomorphology*, 48(1-3), 245-268. [https://doi.org/10.1016/S0169-555X\(02\)00184-8](https://doi.org/10.1016/S0169-555X(02)00184-8)

IREN. (1966). *Inventario de las Dunas de Chile*. Instituto de Reforma Agraria, Ministerio de Agricultura, Chile.

Lancaster, N. (1995). *Geomorphology of desert dunes*. Routledge.

Manríquez, H. (2005, 2019). Geomorfología de las Dunas de Concón. En S. Elórtégui (Ed.), *Las Dunas de Concón. El desafío de los espacios Silvestres Urbanos*. Taller La Era.

Martínez, M. L., & Psuty, N. P. (2004). *Coastal Dunes: Ecology and Conservation*. Springer-Verlag.

Martínez, M. L., Psuty, N. P., & Lubke, R. (2008). A perspective on coastal dunes. In Martínez & Psuty (Eds.), *Coastal Dunes: Ecology and Conservation* (pp. 3-10). Springer.

Ministerio del Medio Ambiente. (s. f.). Desierto Florido: descripción y estado de conservación [Ficha de sitio natural]. Sistema de Información del Patrimonio Ambiental (SIMBIO). <https://simbio.mma.gob.cl/CbaSP/VistaImpresion/1667>

Ministerio del Medio Ambiente. (s.f.). Sistema de Información y Monitoreo de Biodiversidad (SIMBIO). Recuperado de <https://simbio.mma.gob.cl/CbaAP/VistaImpresion/2037>

Musante, H. & Ortigosa de Pablo, P. (1985) "Compartimiento Sísmico de Taludes Arenosos en el Sector de Reñaca. Viña del Mar". "El Sismo del 3 de Marzo de 1985-Chile". Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

Paskoff, R. (1998). Geografía de las costas de Chile: cambios y procesos recientes. *Revista Geográfica de Chile Terra Australis*, 43, 65-80.

Paskoff, R. (1999). Contribuciones recientes al conocimiento del Cuaternario marino del centro y norte de Chile. *Revista de Geografía Norte Grande*, 26:43-50.

Paskoff, R.; Manríquez, H.; Cuitiño, L. & Petiot, R. (2002). Nuevos antecedentes sobre la geomorfología del campo de dunas colgadas de Concón (Provincia de Valparaíso, V Región, Chile). *Terra Australis*, 47:43-50.

Paskoff, R. (2004). Cambios recientes en las costas chilenas: una aproximación geográfica. *Revista Geográfica de Chile Terra Australis*, 49, 83-96.

Paskoff, R. (2004). Geografía costera de Chile. Biblioteca Pontificia Universidad Católica de Chile

Sanhueza, C., & Villavicencio, G. (2012). Influencia de la cohesión aparente generada por raíces sobre la estabilidad de un talud natural en las dunas de Reñaca. *Revista de la Construcción*.

Sanhueza, C., & Villavicencio, X. (2012). Evolución superficial de sistemas dunares estabilizados en la costa central de Chile. *Actas del Congreso Chileno de Geomorfología*, 2, 115-122.

Santuario de la Naturaleza «Santuario de la Naturaleza Cerro Dragón» - SIMBIO. (s. f.-b). <https://simbio.mma.gob.cl/CbaAP/Details/1050#general>

SIMBIO. (s.f.). Sistema de Información y Monitoreo de la Biodiversidad de Chile. <https://simbiochile.cl>

Zúñiga, J. (2021). Aspectos geomorfológicos y tendencia evolutiva del litoral de la ensenada de Concón-Ritoque, Región de Valparaíso, entre los años 2009-2019. (Memoria para optar al título de Geógrafa). Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura y Urbanismo.

Referencias utilizadas para la confección del mapa interactivo:

Araya Cornejo, C. (2010). Morfogénesis evolutiva y sedimentología del sistema de dunas costeras de La Trinchera, región del Maule. [Memoria de título, Universidad de Chile]. Repositorio Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/100229>

Asesoría Técnica Parlamentaria. (2019). Protección de campos dunares: Situación en Chile [Informe técnico]. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. <https://bcn.cl/2bk9z>

Castro, C. (1987). Transformaciones geomorfológicas recientes y degradación de las dunas de Ritoque. *Revista De Geografía Norte Grande*, (14), 3-13. <https://ojs.uc.cl/index.php/RGNG/article/view/39719>

Castro, C. y Calderón, A. (2001). Indicadores geomorfológicos de la fragilidad de paleodunas. *Revista de Geografía Norte Grande*, (28), 11-24. <https://pensamientoeducativo.uc.cl/index.php/RGNG/article/view/46565>

Castro, C. (2004). Duna Cerro Dragón de Iquique (20° 15' S): Santuario de la Naturaleza en el desierto litoral del norte de Chile. Instituto de Geografía, Pontificia Universidad Católica de Chile. Documento inédito. Financiado por FONDECYT N° 1030639.

Castro, C., Donoso, Á. Z., & Barrientos, C. P. (2012). Geomorfología y geopatrimonio del Mar de Dunas de Atacama, Copiapó (27° S), Chile.

Revista de Geografía Norte Grande, 53, 123-136. <https://doi.org/10.4067/s0718-34022012000300008>

Freire Ávila, D. A. (2021). Caracterización y geo conservación de las dunas de Quidico-Lile, provincia de Arauco, Región del Biobío, Chile (37°21'23" S y 73°38'37" W) [Memoria de título, Universidad de Concepción]. Universidad de Concepción, Facultad de Ciencias Químicas, Departamento de Ciencias de la Tierra.

Fundación Dunas de Cachagua. (2020, 5 noviembre). FUNDACIÓN DUNAS DE CACHAGUA. <https://www.dunasdecachagua.cl/>

Martínez, M. L., y Psuty, N. P. (Eds.). (2008). Coastal Dunes: Ecology and Conservation (Vol. 171). Springer. <https://link.springer.com/book/10.1007/978-3-540-74002-5>

Ministerio de Bienes Nacionales. (s. f.). Parque Nacional Desierto Florido. Portal de Patrimonio. <https://patrimonio.bienes.cl/patrimonio/desierto-florido/#:~:text=El%20Ministerio%20de%20Bienes%20Nacionales,la%20figura%20de%20Parque%20Nacional>

Ministerio del Medio Ambiente. (2013). Decreto Supremo N° 45: Establece Santuario de la Naturaleza "Campo Dunar de la Punta de Concón", de las comunas de Concón y Viña del Mar, Región de Valparaíso. Diario Oficial de la República de Chile. <https://www.leychile.cl/Navegar?idNorma=1044560>

Ministerio del Medio Ambiente. (2021, 17 de noviembre). Humedal La Boca ubicado en Los Choros fue declarado Santuario de la Naturaleza [Comunicado de prensa]. Ministerio del Medio Ambiente. <https://mma.gob.cl/humedal-la-boca-ubicado-en-los-choros-fue-declarado-santuario-de-la-naturaleza/>

Ministerio del Medio Ambiente. (s. f.). Desierto Florido: descripción y estado de conservación [Ficha de sitio natural]. Sistema de Información del Patrimonio Ambiental (SIMBIO). <https://simbio.mma.gob.cl/CbaSP/VistaImpresion/1667>

Ministerio del Medio Ambiente. (s.f.). Sistema de Información y Monitoreo de Biodiversidad (SIMBIO). <https://simbio.mma.gob.cl/CbaAP/VistaImpresion/2037>

Montenegro, G., Mujica, A. M., Gómez, M., Grimau, L. (2016). Resultado de análisis de flora y vegetación de las dunas de Cachagua, Región de Valparaíso. Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Agronomía e Ingeniería Forestal, Departamento de Ciencias Vegetales, Laboratorio de Botánica y Productos Naturales.

Paskoff, R. (2004). Las dunas costeras de Chile. Ediciones Pontificia Universidad Católica de Chile.

Paskoff, R., y Cuitiño, L. (1998). Carácter relictivo de la Gran Duna de Iquique, Región de Tarapacá, Chile. *Revista Geológica de Chile*, 25(2). <https://doi.org/10.4067/s0716-02081998000200008>

Rojas Ormeño, I. D. (2016). Caracterización dinámica de las dunas activas en la Ensenada de Los Choros, IV Región de Coquimbo [Memoria de título, Universidad de Chile]. Repositorio Universidad de Chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/139876>

Soporte, T. I. (2023a, noviembre 2). Duna Cerro Dragón. Geositios de Chile. <https://geositiosdechile.sernageomin.cl/region/tarapaca/duna-cerro-dragon/>

Soporte, T. I. (2023b, noviembre 2). Dunas de Concón. Geositios de Chile. <https://geositiosdechile.sernageomin.cl/region/valparaiso/dunas-de-concon/>

Subsecretaría de Pesca y Acuicultura, y WSP Chile. (2022). Estudio de prospección de sitios como áreas apropiadas para el ejercicio de la acuicultura de pequeña escala en la VII Región del Maule: Informe final FIPA N°2017-24. Fondo de Investigación Pesquera y de Acuicultura (FIPA). https://www.subpesca.cl/fipa/613/articles-97684_informe_final.pdf

CAPÍTULO 17

**INTEGRANTES COMITÉ
MANUAL DE
RECOMENDACIONES
PARA LA CONSTRUCCIÓN
DE EDIFICACIONES EN
SUELOS DE DUNAS Y
MAICILLOS**

17. INTEGRANTES COMITÉ MANUAL DE RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES EN SUELOS DE DUNAS Y MAICILLOS

Presidente: Michel Kure B. Ingeniero Civil Geomecánico. Kuadrante Ingeniería.

Vicepresidenta: Patricia Rodriguez. Ingeniera civil. Ferrara.

Secretaria Técnica: María José Ibaceta C. Arquitecta. Instituto de la Construcción

Nombre	Institución / Empresa
Cristina Barría	MINVU - DITEC
Óscar Loyola	MINVU - DITEC
Eduardo Hurtado	DA MOP
Iván Mansilla	MOP
Víctor Pérez Arias	DGOP MOP
Carola Sanhueza	Universidad Católica (UC)
Ignacio Santa María	CChC
Verónica Latorre	CChC
Francisco Ruz	RyV Ingeniería
Eduardo Errázuriz Amenábar	RyV Ingeniería
Paula Viertel	Derk / Ing. Civil Independiente
Luis López Moraga	Derk
Horacio Musante	Musante Ingeniería
Claudio Cáceres	Musante Ingeniería
Miguel Ángel Jaramillo	ENEL
Gustavo Peters	CMGI Ltda.
Ramón Verdugo	CMGI Ltda.
Jorge Wistuba	Emings
Alejandro Méndez	Emings
Pablo Oróstegui	OITEC
Jorge Carvallo	PUCV
Álvaro Peña Fritz	PUCV
Gonzalo Montalva	SOCHIGE
Karen Correa	UNAB Concepción
Ramón Carrasco	Geotecnia Patagonia
Fernando Morales	Arcadis
Gloria Arancibia	PUC
Ricardo Luna	Ricardo Luna y Asociados Ltda.
Katherine Toro	Geóloga Independiente
Giovanny Díaz	PUCV
Mark Sergio	Geobruigg
Carlos Moncada	Moncada y Pedrals Ingeniería Ltda.

CAPÍTULO 18

ANEXOS

18. ANEXOS

Caracterización Geológica de Laderas Conformadas por Maicillos

El maicillo chileno corresponde a un saprolito granítico altamente heterogéneo, formado por la meteorización in situ de rocas ígneas intrusivas. Su comportamiento transicional entre roca y suelo plantea desafíos significativos en la ingeniería geotécnica.

La caracterización geotécnica del maicillo requiere integrar criterios geológicos, estructurales, mineralógicos y mecánicos, dado que los procesos de meteorización y degradación afectan simultáneamente la resistencia, rigidez y durabilidad del material. Este material clasificado como saprolito granítico [ISRM, 1981], corresponde a una roca completamente meteorizada (Grado V) con pérdida de resistencia mecánica, pero conservación parcial de la estructura original del granito, aunque también contempla el horizonte de suelo residual, donde se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material. Su caracterización resulta crítica para el diseño de infraestructura sobre perfiles con alta heterogeneidad litológica y mecánica [Stacey & Martin, 2018]. Su complejidad radica en su naturaleza transicional entre roca y suelo, así como en su alta heterogeneidad espacial y sensibilidad a condiciones hidrológicas.

Su caracterización precisa es clave para el desarrollo seguro de infraestructura en zonas donde aflora este tipo de suelo, dada su alta heterogeneidad, sensibilidad estructural y comportamiento mecánico variable (Toro, 2007; Stacey & Martin, 2018).

Distribución Geográfica del Maicillo en Chile

En Chile, el desarrollo de este tipo de materiales ocurre en las zonas donde afloran cuerpos intrusivos graníticos, pero principalmente se desarrolla en los granitoides jurásicos y mesozoicos del batolito costero de la Cordillera de la Costa. Su presencia ha sido documentada especialmente entre las regiones de Coquimbo y La Araucanía, en asociación con el batolito costero (Bravo, 2022). Se encuentra en perfiles de meteorización que pueden superar los 10 metros de espesor, formando parte del saprolito estructurado, especialmente en zonas de laderas, cortes viales y áreas urbanas sobre terrenos graníticos meteorizados (Toro, 2007).

Génesis y Naturaleza Geológica del Maicillo

El maicillo se desarrolla sobre los batolitos graníticos jurásicos y cretácicos de la Cordillera de la Costa de Chile, particularmente entre las regiones de Coquimbo y La Araucanía. Estos cuerpos están compuestos por granitos, granodioritas y tonalitas con abundante

biotita y feldespato, cuya alteración da origen a un material arenoso-arcilloso de color amarillento a rojizo.

La meteorización ocurre in situ, con mínima remoción, mediante la acción combinada de procesos físicos (fracturación, descompresión y cambios térmicos) y químicos (hidrólisis, oxidación e hidratación). La alteración de feldespatos y micas produce filosilicatos de baja plasticidad (caolinita, halloysita) y óxidos de hierro que tiñen el material.

El resultado es un material de textura granular, con estructura relictas del granito original, friable y con comportamiento intermedio entre roca y suelo.

Toro (2007) indica que el maicillo se genera por alteración progresiva en profundidad del granito, comportándose como arena arcillosa o arcilla arenosa en superficie y arena limosa en profundidad. Puede conservar planos de clivaje o diaclasas de la roca madre, a menudo arcillizados, los que constituyen planos de debilidad estructural. La disposición y frecuencia de estas discontinuidades favorecen mecanismos de inestabilidad de taludes, desde desprendimientos locales hasta fallas masivas. Estas superficies muestran baja resistencia al corte, agravada por la presencia de agua debido a pátinas arcillosas (plano espejo).

Durante esta transición, los minerales primarios del granito, como el feldespato y la biotita, se alteran a filosilicatos y óxidos de hierro, lo que contribuye a la formación de estructuras isótropas, aumento de la porosidad y pérdida de resistencia del macizo rocoso original (Toro, 2007; Stacey & Martin, 2018).

El proceso meteorizacional es gradual y transicional, sin una frontera definida entre suelo y roca generando perfiles con alto grado de heterogeneidad vertical y lateral (Toro & Filgueira, 2023). La heterogeneidad vertical del perfil meteorizado produce variaciones importantes en el comportamiento mecánico del suelo, ya que es común encontrar en un mismo horizonte materiales que van desde roca fresca hasta suelo residual (Toro, 2007; Bravo, 2022). Esta característica obliga a considerar al maicillo como un material transicional que requiere evaluación geotécnica específica por estratos (Toro & Filgueira, 2023).

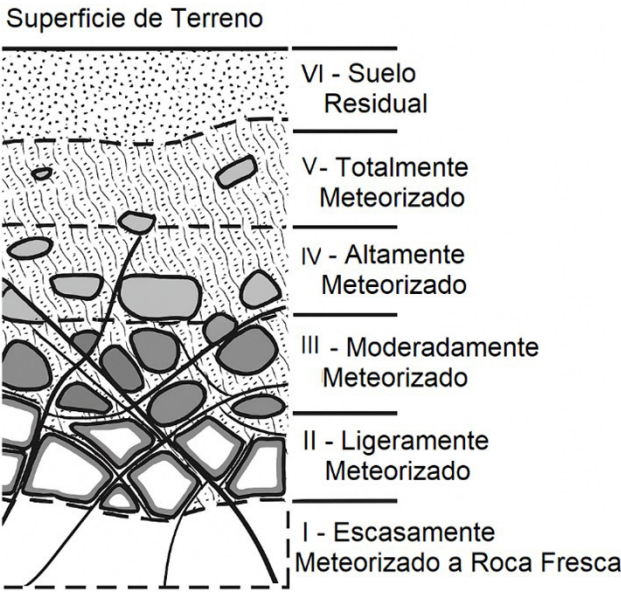
Perfil de Meteorización

El reconocimiento del maicillo como saprolito requiere vincular su grado de alteración a escalas normadas, como la propuesta por ISRM (1981) (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.;** **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Se recomienda el uso de perfiles descriptivos que distingan los distintos horizontes

Tabla 13: →
Grado de Meteorización (ISRM, 1981)

Grado	Denominación	Criterio de Denominación
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece "in situ" y existe un cambio de volumen importante.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto y/o transformado en suelo. La estructura original de la roca se conserva.
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil <50% del total.
II	Roca ligeramente me- teorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las diaclasas, pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad

Figura 62: →
Diagrama generalizado de suelos residuales y rocas meteorizadas (modificado de Little, 1969. Fuente: Martin y Stacey, 2018)



En el maicillo chileno predominan los grados IV y V, con horizontes relictos de diaclasas arcillizadas. El límite suelo-roca es difuso y varía lateralmente, lo que exige una clasificación por intervalos geotécnicos y no por profundidad fija.

Caracterización Geológica del Maicillo

La caracterización geológica del saprolito granítico y del suelo residual granítico (maicillo), requiere considerar aspectos como la identificación de estructuras relictas, la distribución vertical del perfil de meteorización y su asociación directa con la litología granítica subyacente. Según Stacey y Martin (2018), la cinemática de falla en estos materiales está dominada por mecanismos circulares, dado que las propiedades geomecánicas están fuertemente controladas por el grado de alteración mineralógica.

Desde el punto de vista geológico, el maicillo presenta una zonificación vertical dentro del perfil de meteorización: en profundidad se encuentra la roca fresca; por encima, un saprolito estructurado que conserva parte de la textura de la roca original; más arriba, un saprolito colapsado, con pérdida de fábrica; y finalmente el horizonte superior de maicillo, de grano fino, alterado, y altamente friable (Stacey & Martin, 2018;

Esta configuración tiene implicancias directas para la exploración, clasificación y mapeo de materiales en campañas geotécnicas, donde es necesario identificar correctamente el grado de meteorización para definir las unidades geotécnicas correspondientes.

Para este tipo de contexto, y abajo un caso de la Ruta 68, donde se observa la dificultad de establecer claramente el horizonte en estudio, debido a las variaciones locales existentes en una misma profundidad.

Además, la evolución del perfil saprolítico es controlada por la estructura geológica primaria (diaclasas, foliaciones), la cual orienta el avance de la meteorización y genera patrones de heterogeneidad que afectan directamente la estabilidad y el comportamiento hidráulico del macizo meteorizado (González de Vallejo, 2002; Toro, 2007; Stacey & Martin, 2018).

Hack (2020) destaca que los perfiles de meteorización presentan discontinuidades abruptas y asimetrías laterales asociadas a variaciones en la susceptibilidad mineralógica, en especial cuando coexisten planos de debilidad estructurales como diaclasas o zonas milonitizadas, lo que coincide con lo descrito por Toro (2007) y Stacey & Martin (2018).

El maicillo o saprolito granítico debe abordarse como un material transicional cuya clasificación varía entre suelo y roca débil, dependiendo del grado de meteorización y del criterio funcional aplicado.

Figura 63: →
Perfil de meteorización in situ para saprolitos
(Stacey & Martin, 2018).

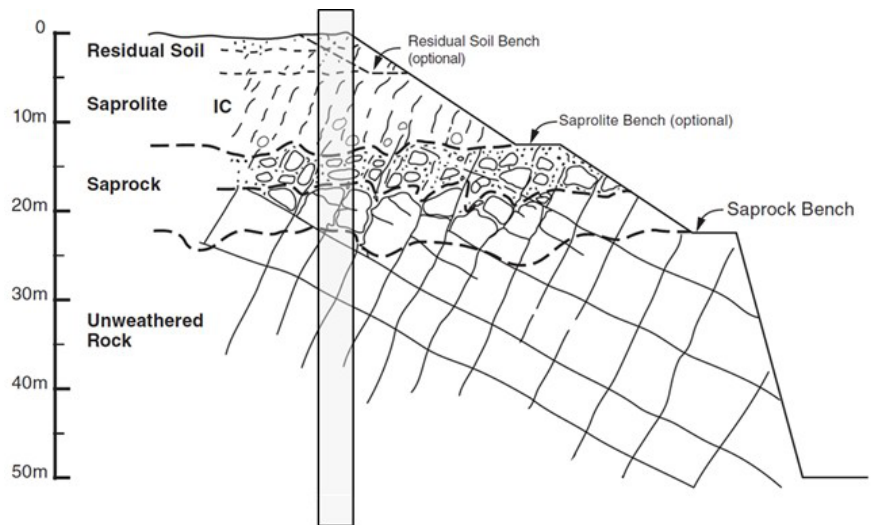


Figura 64: →
En horizontes de saprolito y saprock (Grado IV y V), se observa que dicho límite es difuso debido a variaciones locales.



Diferencias entre Rocas completamente meteorizadas y Suelo Residual

Las rocas son agregados naturales de minerales cohesionados de forma permanente, con un comportamiento continuo a escala macroscópica. Su clasificación geológica se basa en la proporción de minerales, estructura granular, textura y origen (González de Vallejo et al., 2002).

En contraste, los suelos son agregados de partículas minerales unidas por fuerzas de contacto, fácilmente separables por medios mecánicos de baja energía o mediante agitación en agua (González de Vallejo et al., 2002).

Según la “Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso” (ISRM, 1981) define como suelo residual cuando “todo el macizo rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material”, y define como macizo rocoso completamente meteorizado o saprolito cuando “todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso”

En geotecnia, se han asociado los suelos residuales a aquellos desarrollados in situ en condiciones climáticas cálidas y húmedas, con circulación activa de agua y largos períodos de estabilidad tectónica (Wesley, 2009; González de Vallejo, 2002). Esta discordancia entre definiciones ha causado confusión en el reconocimiento de estos suelos en Chile.

La distinción entre suelo y roca no siempre es evidente, siendo el grado de meteorización un factor clave para su caracterización, en particular cuando se evalúa la estabilidad de taludes. Un criterio común en ingeniería geológica para diferenciar rocas y suelos es la resistencia a compresión simple. En la zona de transición se ubican los llamados suelos duros y rocas blandas, con valores límite sugeridos en torno a 1-1,25 MPa, umbral que ha sido adoptado por diversas clasificaciones debido a la baja resistencia de ciertas rocas muy meteorizadas.

Características Mineralógicas y Texturales

La meteorización química en rocas provoca su descomposición y transformación mineralógica, mientras que la meteorización física fragmenta y disgrega el macizo, debilitando su estructura al romper los minerales y los contactos intergranulares. Esta disgregación incrementa la superficie expuesta a los agentes atmosféricos, facilitando la infiltración de agua y acelerando los procesos químicos. Según Hack (2020), los minerales con estructuras cristalinas abiertas y enlaces débiles (como feldespatos potásicos o plagioclasas) tienen mayor susceptibilidad a la hidrólisis, lo que acelera su descomposición en ambientes cálidos y húmedos. Esta observación se alinea con las transformaciones observadas en los maicillos del Batolito Costero, donde feldespatos y micas se alteran progresivamente a filosilicatos como caolinita y halloysita (Toro, 2007; Wesley, 2009).

La exposición de las rocas ígneas como los granitoides a la meteorización, conduce a la formación de fracturas de descompresión paralelas a

la superficie, las cuales favorecen la meteorización química. En este proceso, minerales como feldespatos y micas se alteran a minerales arcillosos, mientras que el cuarzo, más estable, permanece como arena. Las discontinuidades estructurales actúan como vías preferenciales de alteración, y los bloques resultantes de la matriz rocosa tienden a meteorización esferoidal, conservando núcleos internos sin alterar, lo que produce horizontes como los saprorocks, que corresponden a niveles donde se encuentran simultáneamente roca y suelo (geotécnicamente, bolones y gravas en una matriz areno limosa u areno arcillosa).

El maicillo se caracteriza mineralógicamente por la presencia de minerales relictos como cuarzo y feldespato, así como minerales secundarios como caolinita, goethita y gibbsita. La biotita, al alterarse, se transforma en clorita o vermiculita, contribuyendo a la formación de arcillas (Wesley, 2009; González de Vallejo, 2002). Esta evolución mineralógica está acompañada de una textura heterogénea, con estructuras relictas de la roca original, lo que genera una matriz suelta, friable y de comportamiento geotécnico complejo (Toro, 2007; Stacey & Martin, 2018).

Por su parte, los minerales secundarios se originan por meteorización química de los primarios, siendo fundamentales en el desarrollo del perfil alterado. La transformación mineralógica típica sigue secuencias progresivas de alteración (Huang et al., 1996; Wang, 1992; Li, 1987).

La estabilidad mineralógica explica las diferencias entre la composición de las fracciones gruesas (arenas) y finas (arcillas) en suelos derivados de roca. Las arenas son relativamente estables debido a su mayor tamaño de grano y menor superficie específica, predominando en ellas minerales heredados, con escasas transformaciones. En cambio, las arcillas, con partículas de tamaño micrométrico y alta relación superficie/volumen, son altamente reactivas y están compuestas principalmente por minerales de neoformación y de alteración, especialmente filosilicatos.

1. Feldespato → sericita → hidromica → caolinita
2. Piroxeno / hornblenda → clorita → montmorillonita → halloysita → caolinita
3. Biotita → vermiculita → montmorillonita → caolinita
4. Cuarzo → sílice amorfa → calcedonia → cuarzo secundario

El resultado es una matriz dominada por cuarzo y arcillas de baja plasticidad, con baja cementación y alto contenido de poros.

Estructuras Geológicas Presentes

En condiciones naturales, el maicillo puede generar inestabilidades tipo falla circular, particularmente en laderas empinadas con estructuras relictas (Toro, 2007).

González de Vallejo (2002) destaca la necesidad de identificar estructuras relictas y discontinuidades preexistentes que pueden actuar como planos de debilidad.

Diaclasas o juntas

Las diaclasas juegan un papel importante en las fallas de materiales residuales, en particular en el maicillo. Si se encuentran abiertas actúan como conductores de agua y activadores de presiones de poro.

Por lo general, se encuentran más abiertas en la superficie que a profundidad. El agua al pasar a través de la diaclasa produce meteorización de sus paredes, formando arena o arcilla que forma superficies de debilidad. Adicionalmente, el agua que viaja a lo largo de las diaclasas puede llevar arcilla en suspensión que es depositada en ellas y las discontinuidades se hacen muy peligrosas si se encuentran rellenas de arcilla. Las superficies de falla pueden coincidir con una diaclasa o puede comprender varias familias de diaclasas diferentes formando bloques deslizantes.

Foliaciones

Foliación, lineación y otras texturas metamórficas son producto de la orientación preferencial de los cristales dado por la dirección de las fuerzas compresionales, que son responsables de la cristalización y recristalización ocurrida y son superficies de baja cohesión y por las cuales las rocas se pueden partir.

Este fenómeno produce direcciones de debilidad muy similares a diaclasas, pero menos separadas y pueden inducir el desmoronamiento de los suelos al momento de moverse, produciéndose flujos secos del material desintegrado.

Fallas

Su influencia en los problemas de taludes en materiales residuales puede definirse sí: Producen una zona de debilidad varios metros a lado y lado y en el caso de fallas de gran magnitud, de varios centenares de metros en dirección normal a éstas. En algunos casos las fallas son verdaderas familias de fallas. El material fracturado a lado y lado de la falla puede producir zonas inestables dentro de la formación estable. Los planos de falla a su vez pueden estar rellenos de arcilla o completamente

meteorizados, formando superficies débiles muy peligrosas. Es común que un deslizamiento esté directamente relacionado con la presencia de una falla geológica

Intrusiones

A veces los deslizamientos son generados por la presencia de intrusiones de materiales más permeables que traen su efecto en el régimen de aguas. Las diferencias en el grado de cristalización y el tamaño de los cristales también afectan la estabilidad de los taludes en rocas ígneas y metamórficas.

Se recomienda la definición de unidades geotécnicas por intervalo, y evitar extrapolar propiedades promedio a perfiles heterogéneos.

Referencias

Bravo, M. (2022). Análisis de la influencia de los parámetros geomecánicos y geometría en la estabilidad de taludes de suelos residuales graníticos. Tesis de Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción.

Deere D, Patton F (1971) Slope stability in residual soils. In Proceedings of the 4th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Engineering Foundation. June, San Juan, Puerto Rico. pp. 87-170. America Society of Civil Engineers, New York, NY, USA.

González de Vallejo, L.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica Editorial Pearson. 744pp

Hack, H.R.G.K. (2020). Weathering, Erosion, and Susceptibility to Weathering. In: Kanji, M., He, M., Ribeiro e Sousa, L. (eds) Soft Rock Mechanics and Engineering. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-29477-9_11

Hoek, E. "Using rock and rock masses as engineering materials". Seminario Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile (2022). Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=yI0KYGaXDUG&t=12s>

Hoek, E.; Carter, T.G; Diederichs, M.S (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. American Rock Mechanics Association. 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium held in San Francisco, CA, USA, 23-26 June 2013.

ISRM (1981) Rock Characterization, Testing and Monitoring: International Society for Rock Mechanics (ISRM) Suggested Methods. Pergamon Press, London, UK.

Martin, D., Stacey, P., (2018) Guidelines for Open Pit Slope Design in Weak Rocks. CSIRO Publishing, Melbourne.

Read J, Stacey P., (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design. CRC Press/ Balkema, Boca Raton, FL, USA.M.

Toro, K. (2007). Influencia de las características geológicas en las propiedades geotécnicas de granitoides jurásicos y suelos asociados en la Ruta 68. Memoria para optar al título de Geólogo. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Departamento de Geología.

Toro, K., & Filgueira, M. (2023). Definición del límite suelo-roca en ambientes meteorizados. En Suzuki, K. et al. (Eds), Proceedings del Primer Congreso Chileno de Mecánica de Rocas, SCMR 2023, pp. 771-779.

Wesley, L. D. (2009). Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils. John Wiley & Sons.

“ El sector de la construcción en Chile ha registrado avances significativos en los últimos años, impulsados tanto por los desarrollos en la Geotecnia como por la adopción de nuevos métodos constructivos. Sin embargo, en el caso de las obras emplazadas en laderas sobre dunas y maicillos presentan desafíos específicos y resulta crucial capitalizar las prácticas que han demostrado ser efectivas. ”