Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

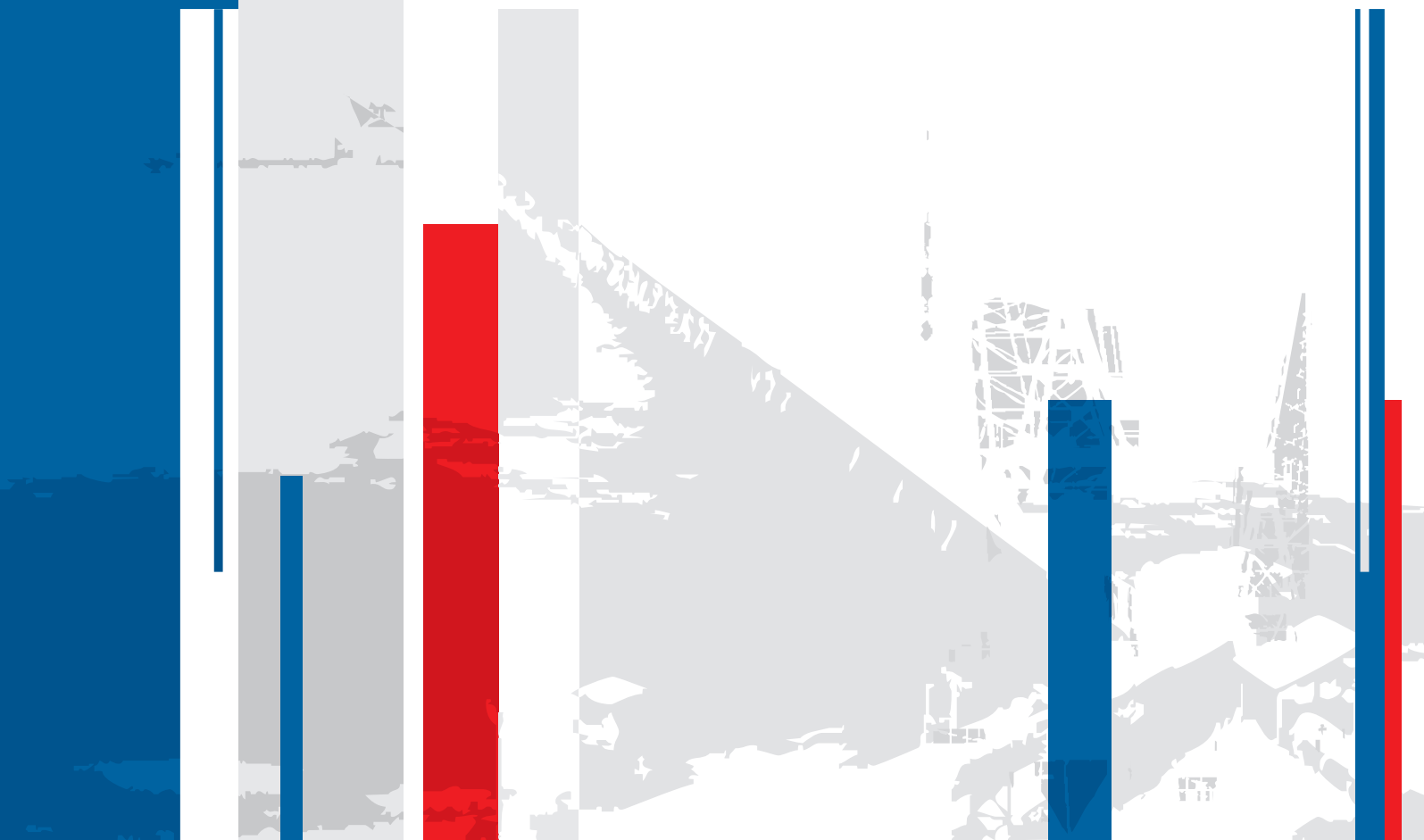
Dirección de Obras Portuarias
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

DIRECCIÓN DE OBRAS PORTUARIAS / MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS / CHILE

GUÍA PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

PRIMERA EDICIÓN – 2013

VOLUMEN 1: INTRODUCCIÓN
VOLUMEN 2: DISEÑO, PARTE I



GUÍA DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

Volumen 1: Introducción

Desarrollado por:

Palabras de la Ministra de Obras Públicas

Señora María Loreto Silva Rojas

El Sentido de Seguir Avanzando

El Gobierno del Presidente Sebastián Piñera se ha planteado para el Ministerio de Obras Públicas (MOP) el objetivo de avanzar con sentido y proyección de país sumando la modernidad a nuestros procesos para el desarrollo de nuestras obras. Es así como el programa de modernización que hemos implementado ha contribuido a la creación de nuevas estrategias para lograr avanzar de forma equilibrada con un mundo que cada día va más rápido. Nuestra historia nos sitúa como la institución que forjó los pilares físicos de nuestro país en cada una de nuestras obras, donde 125 años de trayectoria a través de todos los organismos que componen al MOP se transforman en la carta de presentación de la experiencia no sólo para el desarrollo de infraestructuras, sino también para mejorar la calidad de vida de todos los chilenos y chilenas.

El proyecto para la elaboración de una "Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras" incorpora la mirada de nuestro Gobierno para el desarrollo de las obras del Ministerio de Obras Públicas, entendiendo que para la construcción de estos proyectos debemos hacer una reforma integral en nuestra forma de trabajar, incorporando a todas las personas que están involucradas en nuestras obras para mejorar nuestros estándares y de esta manera fortaleciendo el trabajo de la Dirección de Obras Portuarias (DOP) en su misión que es proveer a la ciudadanía servicios de infraestructura portuaria y costera, marítima, fluvial y lacustre necesarios para el desarrollo del nuestro país.

Por otro lado esta iniciativa representa a la planificación integral de los proyectos que hoy en día realiza el MOP, comprendiendo un área especializada como son las obras marítimas, las que deben conversar con otras direcciones que involucran conectividad y desarrollo social, lo que concluye en mejorar la capacidad de fiscalización de las obras encontrando una conversación en quienes ejecutan nuestras obras.

Esta iniciativa define la forma en que Chile avanza con todos hacia un proyecto que integra a todas las personas que participan en nuestras obras, ya que nuestros proyectos son mucho más que infraestructuras frías emplazadas a lo largo de nuestro territorio, ellas representan nuestra capacidad de soportar una rebelde geografía y facilitarle la vida a miles de Chilenas y Chilenos.

Palabras del Director Nacional de la Dirección de Obras Portuarias

Señor Ricardo Tejada Curti

El desarrollo de este proyecto es el fruto del esfuerzo de muchas personas que sólo buscaron aportar hacia un objetivo común, como es el hecho de generar un texto, una guía o referencia que representará no sólo la mirada enfocada en nuestro país, sino también la experiencia de quienes han edificado en el mar, lagos y bordes costeros.

Desde el inicio de esta iniciativa hemos percibido que la historia de este documento ya estaba escrita en quienes participaron en su desarrollo, ya que junto con analizar los conocimientos de otros textos, la experiencia se transforma en el motor que dará vida a la "Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras" transformándose en un instrumento vivo que se irá actualizando ante los requerimientos de la historia y su uso.

Por otro lado esta guía es gracias al esfuerzo de todas las personas que participaron en las distintas etapas para el desarrollo del proyecto, integrando comisiones y mesas de trabajo multisectoriales, ellos y que junto a la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas, fueron quienes dieron el puntapié inicial a este proyecto permitiendo que hoy contemos con un texto que refleje una mirada en equipo para el desarrollo del país orientado en las obras marítimas y transformar de esa manera un antiguo anhelo en realidad.

De este modo ya podemos contar con un documento que representa el conocimiento conjunto sobre los lineamientos de diseño y construcción para las obras marítimas y lacustres de nuestro país, el cual además de ser participativo tendrá la posibilidad de ser modificado de acuerdo a la normas internacionales y estándares que involucren una mejora continua.

Esta guía no es un texto de estudio, ni tampoco remplaza la experiencia y el buen criterio que debe primar en el desarrollo de las distintas etapas de la ingeniería, es una orientación que permitirá enfrentar con mayor facilidad los desafíos de los proyectos de obras marítimas enfocadas en la realidad de nuestro país.

Hoy debemos mirar hacia el mar entendiendo a nuestra realidad como un desafío de norte a sur, entendiendo que una mirada común llega a convertirse en lenguaje y posteriormente un idioma que evoluciona hacia la comprensión de las obras que realizamos en las costas de nuestro país.

Volumen 1: Introducción

La "Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras" (en adelante, "Guía") encargada a la empresa consultora ARA WorleyParsons por la Dirección de Obras Portuarias (DOP) dependiente del Ministerio de Obras Públicas, fue desarrollada para generar un estándar nacional que sirva de soporte para el diseño, construcción, operación y conservación de proyectos marítimo-portuarios públicos y privados.

Para la elaboración de esta Guía se constituyeron los siguientes comites; General, Ambiental; Operación y Maniobras; Geotécnico; Construcción; Hidráulico-Marítimo y Estructural, conformados por especialistas en sus respectivas áreas, quienes sostuvieron reuniones periódicas con el propósito de desarrollar cada uno de los temas que se abordan en este texto.

Entre las personas e Instituciones que trabajaron, destacamos a:

Dirección de Obras Portuarias:

Director Nacional	Ricardo Tejada
Jefe de División de Proyectos	Eduardo Mesina
Jefa Sección de Ingeniería	Carolina Acevedo
Inspector Fiscal Subrogante	Rodrigo Filippi

ARA WorleyParsons:

Director de Proyecto	Pedro Arze
Jefe de Proyecto	Theo Rojas
Coordinador de Contenidos	Pablo Aguilera
Coordinadora Ingeniería y Comités	María Angélica Arze
Coordinadora Actividades y Gráfica	Carola Marín
Ingeniero Estructural	Luis Arratia
Ingeniera Oceánico	Andrea Donoso
Ingeniera Estructural	M. de los Ángeles Peña
Editora	M. Fernanda Figueroa

Asesores:

ARA WorleyParsons, Asesor Estructural	Pedro Hidalgo
ARA WorleyParsons, Asesor Estructural	Juan Carlos Álvarez
ARA WorleyParsons, Asesor Construcción	Francisco Marín
AMBAR, Asesor Ambiental	Loreto Jofré
AMBAR, Asesora Legal Ambiental	Ximena Contreras
Consultor Independiente, Asesor Construcción	Jaime Ortiz
Consultor Independiente, Asesor Construcción	Horacio Badilla
GEOMAR, Asesor Oceanografía	Alexis Aldayuz
INCOSTAS, Asesor Playas	Juan Font
PETRUS, Asesor Geotécnico	Pedro Ortigosa
SEMAR, Asesor Marítimo	Juan Carlos Valle
TIRRENO, Asesor Operación y Maniobras	Lorenzo Águila

Se agradece la destacada participación de:

Geotécnia e Ingeniería Ltda.	Antonio Fernández †
IPS Ingenieros Ltda.	Jaime Serrano
Consultor Independiente	Rodolfo Vilicic

Se agradece también a:

Dirección de Obras Portuarias	Francisco Castro
	Cristina Contzen
	Soledad Hidalgo
	Guillermo Jaramillo
	Raul Oberreuter
	Juan Román
	Marjorie Zuñiga
ARA WorleyParsons	Marco Antonio Bernal
	Nelson Cisterna

	Claudio Diaz
	Soledad Donoso
	David Gallardo
	Pamela García
	José González
	Jan Matthé
	Eduardo Monsalve
	Carlos Peña
	Juan Segura
	Magaly Venegas
	Pedro Vial
AMBAR	Fanny Aravena
	Carolina Aguayo
ACUA	Marco Catanzaro
	Christian González
	Mauricio Molina
AEES	Eugenio Seguín
AMEC	George Honeyman
APIA XXI	María José Pineda
ARCADIS	Carlos Carmi
	Fernando Morales
	José Tomás Monares
	Ulises Salazar
Asociación de Prácticos	Manuel Berg
	Eduardo Caprile
A Puerto	Gonzálo Guerrero

	Danilo Omeñaca
Baird & Associates	Matías Quezada Patricio Monardez
Barcelona Regional	Antoni Alarcón
Bordemar	Julio Leiva
Cámara Chilena de la Construcción	Eduardo Pizarro
Complejo Portuario Mejillones	Sebastián Enberg
COM SA	Mariela Ulloa Francisco Wielandt
Comunicaciones	Sofía Debarbieri María José Jullian Andrea Mondaca
Cygsa	Enrique Alcalde
DEFLUV	Felipe Oyanedel
Directemar	Claudia Vilú CC LT Nelsón Saavedra
Dragados	Pablo Ruiz
Dilhan & Dilhan	Christian Werner
Empresa Portuaria Austral	Ismael Salazar

Empresa San Antonio Terminal Internacional	Carlos Gómez Jaime Leal
EMPRO	Eduardo Ebensperger
Gaete y Guerrero	Fernando Gaete
Geomar	Mairon Romero
Geovenor	José Veiga
Geo Marine	Carlos Bidart
GHD S.A.	Miguel Cadenasso Claudio Hernández Francisco Vega
HATCH	Oscar Castro
Hidrotop	Luis Flores Leonel Otazo
Independientes	Pedro Acevedo Felipe Wilson
INFRAECO	Diego Martinez Claudio Reyes
KUADRANTE	Michel Kure
MINVU	Ángela Soriano
PETRUS	Antonio Barrios

PIANC	Raul Escalante
Pontificia Universidad Católica	Rodrigo Cienfuegos Juan Carlos Dominguez Christian Ledezma
Pontificia Universidad Católica de Valparíso	Giovanny Diaz Alejandro López
PORTVS S.A.	Luis Arancibia Carlos Fuentealba Franco Venegas
PRDW - AV Ltda.	Gregorio Aldunate Benjamín Carrión Javier Hinojosa Andrés Puelma Eduardo Tschorne Javier Vázquez
Puerto de Valparaíso	Marcelo Muñoz
Puertos del Estado de España	José Llorca
RBK	Rodrigo Retamales
SERNAPESCA	Cristián Andaur Carolina Soler
Servicio de Evaluación Ambiental	Claudia Valenzuela
SHOA	Héctor Fierro

	Gustavo Saavedra
SICOMAQ	Eduardo Arpon
SIGA	Yenny Castillo Luis Cares
SINDES	Keyla Rodriguez
Sistema de Empresas Públicas	Rocío Castillo
SKM Chile	Francisco Bórquez Ricardo Figueroa
TIRRENO Ltda.	María José Orellana
UCSC	Mauricio Villagrán Rafael Aránguiz
Universidad de Valparaíso	Mario Beale José Beyá
UPLA	Eva Soto

Para comentarios y contribuciones de mejoramiento: www.dop.cl

ÍNDICE CAPÍTULO 1 VOLÚMEN 1

1 ANTECEDENTES GENERALES 1

1.1 INTRODUCCIÓN 1

1.2 ALCANCES 2

1.3 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES DE REFERENCIA 2

1.4 SISTEMA DE UNIDADES 2

1.5 NIVELES Y SISTEMAS DE COORDENADAS 3

1.6 GLOSARIO 3

1.7 TIPOLOGÍA DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS 26

1.7.1 OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCIÓN COSTERA 26

1.7.1.1 Rompeolas de Gravedad 26
1.7.1.2 Rompeolas Flotante 28
1.7.1.3 Rompeolas Exento 29
1.7.1.4 Rompeolas Sumergido 30
1.7.1.5 Espigones 30
1.7.1.6 Muros Costeros 32

1.7.2 PLAYAS 33

1.7.3 OBRAS DE ATRAQUE, AMARRE Y FONDEO 34

1.7.3.1 General 34
1.7.3.2 Terminales de Atraque 35
1.7.3.3 Terminales de Boyas 41
1.7.3.4 Duques de Alba 43
1.7.3.5 Postes de Amarre 44
1.7.3.6 Estructuras Flotantes 44

1.7.4 RAMPAS 46

1.7.4.1 Rampas Opacas 46
1.7.4.2 Rampas Transparentes 47

1.7.5 OBRAS DE DRAGADO 49

1.7.6 PAVIMENTOS PORTUARIOS 50

1.7.7 DUCTOS 51

1.7.7.1 Ductos de Aducción 51
1.7.7.2 Emisarios 51
1.7.7.3 Tuberías de Transporte 53
1.7.7.4 Cables Submarinos 53

1.7.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE AYUDA A LA NAVEGACIÓN 55
1.7.8.1 Boya Señalizadora 55
1.7.8.2 Torres de Enfilación 55
1.7.8.3 Pasarelas 56
1.7.8.4 Escalera de Gato 57
1.7.8.5 Chazas 57
1.7.8.6 Bitas 58
1.7.8.7 Defensas 59
1.8 OBJETIVOS Y FUNCIÓN SEGÚN TIPOLOGÍA 60

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.7.1-2: Esquema diques en talud 27
Figura 1.7.1-3: Esquema dique mixto 28
Figura 1.7.1-4: Esquema rompeolas flotante 28
Figura 1.7.1-5: Rompeolas exento Happisburgh, Norfolk, UK 29
Figura 1.7.1-6: Esquema rompeolas exentos 29
Figura 1.7.1-7: Esquema rompeolas sumergido 30
Figura 1.7.1-8: Esquema espigones 31
Figura 1.7.1-9: Canal El Morro, Talcahuano 31
Figura 1.7.1-10: Muro costero de Galveston 32
Figura 1.7.1-11: Muro costero en talud 32
Figura 1.7.2-1: Playa Artificial Cangrejo, Antofagasta, II Región 33
Figura 1.7.3-1: Muelle de penetración 35
Figura 1.7.3-2: Muelle marginal 36
Figura 1.7.3-3: Muelle transparente 37
Figura 1.7.3-4: Muelle opaco 39
Figura 1.7.3-5: Monoboya Repsol, España 41
Figura 1.7.3-6: Terminal multiboya Enap, Chile 42
Figura 1.7.3-7: Duques de alba, terminal Abastible, San Vicente 43
Figura 1.7.3-8: Postes de amarre en planta 44
Figura 1.7.3-9: Pontones flotantes 45
Figura 1.7.3-10: Sección tipo pontón 45
Figura 1.7.4-1: Chonchi, Chiloé 47
Figura 1.7.4-2: Punta Coronel, Chiloé 48
Figura 1.7.5-1: Dragado en Terminal TPS, Puerto Valparaíso 49
Figura 1.7.6-1: Terminal TPS, Puerto Valparaíso 50
Figura 1.7.7-1: Brazo de amarre 51
Figura 1.7.7-2: Lanzamiento de emisario submarino, vista superficie 52
Figura 1.7.7-3: Emisario submarino, vista fondo de mar 52
Figura 1.7.7-4: Proceso instalación tubería submarina 53

Figura 1.7.7-5: Cables submarinos 54
Figura 1.7.8-1: Boya Señalizadora 55
Figura 1.7.8-2: Torres de enfilación, Nantucket 56
Figura 1.7.8-3: Terminal Marítimo GNL Mejillones 56
Figura 1.7.8-4: Escalera de Jaula Gato 57
Figura 1.7.8-5: Chaza Terminal Pesquero Guardia Marina Riquelme, Iquique 58
Figura 1.7.8-6: Bita del Tipo Recto 58
Figura 1.7.8-7: Distintos tipos de defensas 59

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.8-1: RESUMEN DE OBJETIVOS Y FUNCIONES POR TIPOLOGÍA 60

GUÍA DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

Volumen 2: Diseño (Parte I)

Desarrollado por:

ÍNDICE CAPÍTULO 1 VOLUMEN 2

1 ESTUDIOS DE TERRENO 1

1.1 SIMBOLOGÍA 1

1.2 TOPOGRAFÍA Y ESTUDIOS OCEANOGRÁFICOS 4

1.2.1 GEODESIA 4
1.2.1.1 Vinculación 4
1.2.1.2 Apoyo Secundario 5
1.2.2 VINCULACIÓN ALTIMÉTRICA 6
1.2.2.1 Áreas donde existe una Cota Fija SHOA a menos de 10 km del Sector de Estudio 6
1.2.2.2 Áreas donde No Existe una Cota Fija SHOA a Menos de 10 km del Sector de Estudio 8
1.2.3 TRANSFORMACIÓN DE COORDENADAS UTM A PLANAS 8
1.2.4 POLIGONALES TOPOGRÁFICAS 9
1.2.5 MONUMENTACIÓN DE VÉRTICES PR 10
1.2.6 CONFECCIÓN DE MONOGRAFÍAS DE VÉRTICES, PR Y COTAS FIJAS 12
1.2.7 TOPOGRAFÍA 17
1.2.8 BATIMETRÍA 17
1.2.8.1 Proceso Administrativo 17
1.2.8.2 Metodología a utilizar 18
1.2.9 MAREAS 28
1.2.9.1 Metodología de Medición 28
1.2.9.2 Registro de Datos 31
1.2.9.3 Características Técnicas 31
1.2.9.4 Aseguramiento de Calidad del Equipo y Registro de Datos 32
1.2.10 CORRIENTES 32
1.2.10.1 Metodología de Medición de Corrientes Eulerianas 32
1.2.10.2 Registro de Datos 34
1.2.10.3 Características Técnicas 34
1.2.10.4 Metodología de Medición de Corrientes Lagrangianas 35
1.2.10.5 Instrumento 35
1.2.10.6 Registro de Datos 36
1.2.10.7 Características Técnicas 37
1.2.10.8 Correntometría Directa (Bottom Tracking) 37
1.2.10.9 Metodología de Medición Dispersión con Trazadores Químicos 38
1.2.10.10 Deriva Litoral 40
1.2.10.11 Metodología de Medición de Corriente Litoral 40

1.2.10.12 Registro de Datos 41
1.2.11 VIENTOS 42
1.2.11.1 Metodología de Medición de Vientos 42
1.2.11.2 Registro de Datos 43
1.2.11.3 Características Técnicas 44
1.2.11.4 Aseguramiento de Calidad del Equipo y Registro de Datos 44
1.2.12 CALIDAD DE FONDO 45
1.2.12.1 Toma de Muestras de Sedimento 45
1.2.12.2 Análisis de Muestras de Fondo 46
1.2.12.3 Análisis de Información de Calidad de Fondo 48
1.2.12.4 Medición de Espesor de Sedimentos con Lanzas de Agua 49
1.2.12.5 Perfiles con Sub Bottom Profiler 50
1.2.13 LÍNEA DE PLAYA 51
1.2.14 INSPECCIÓN SUBMARINA 51
1.2.15 OLAS 52
1.2.15.1 Instrumento 52
1.2.15.2 Registro de Datos 53
1.2.15.3 Características Técnicas 54
1.2.16 PERFILES CON MAGNETÓMETRO 54
1.2.17 INVESTIGACIÓN DEL FONDO MARINO CON SIDE SCAN SONAR 56
1.2.18 ESTUDIOS BÁSICOS MARÍTIMOS MÍNIMOS 59
1.3 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS 64
1.3.1 GENERALIDADES 64
1.3.2 PROPIEDADES DEL TERRENO 65
1.3.3 RECONOCIMIENTO GEOFÍSICO 65
1.3.4 SONDAJES MECÁNICOS 69
1.3.5 CALICATAS Y ZANJAS 72
1.3.6 ENSAYOS (IN SITU Y DE LABORATORIO) 74
1.3.6.1 Ensayos In Situ 74
1.3.6.2 Ensayos de Laboratorio 81
1.3.7 PROSPECCIONES MÍNIMAS SEGÚN TIPOLOGÍA DE OBRAS 86
1.3.8 INFORME GEOTÉCNICO 93
1.3.8.1 Informe de Resultados Obtenidos de Ensayos y Prospecciones 93
1.3.8.2 Interpretación de los Resultados 93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2.1-1: Ejemplo figura rígida balanceada donde cada punto es definido por al menos tres vectores....4
Figura 1.2.1-2: Figura rígida balanceada donde cada punto es definido por al menos dos vectores....5
Figura 1.2.2-1: Ejemplo nivelación de enlace....7
Figura 1.2.8-1: Nivelación de PR....19
Figura 1.2.8-2: Mareógrafo RBR Instalado....20
Figura 1.2.8-3: GPS Trimble 5700 RTK. Estación Base RTK....21
Figura 1.2.8-4: GPS Trimble 5700 RTK. Estación Rover RTK....21
Figura 1.2.8-5: Receptores GPS Hemisphere R320....22
Figura 1.2.8-6: Antena GPS / Omnistar....22
Figura 1.2.8-7: Ecosondas Reson NAVISOUND 410 y Syqwest Hydrobox....23
Figura 1.2.8-8: Bote Belin....24
Figura 1.2.8-9: Equipos Instalados y en Operación....24
Figura 1.2.8-10: Perfilador Acústico SVP, Odom, modelo Digibar Pro....25
Figura 1.2.8-11: Perfil de Velocidad del Sonido....25
Figura 1.2.8-12: TSS modelo DMS-H....26
Figura 1.2.8-13: SMC modelo IMU-106....26
Figura 1.2.8-14: Prueba de la barra....27
Figura 1.2.9-1: Mareógrafo....29
Figura 1.2.10-1: ADCP....33
Figura 1.2.10-2: Sistema de fondeo del equipo ADCP....33
Figura 1.2.10-3: Derivadores....36
Figura 1.2.10-4: Isolíneas obtenidas del proceso de concentración de la mancha de rodamina....39
Figura 1.2.10-5: Ejemplo trayectoria de la circunferencia de mancha....40
Figura 1.2.11-1: Anemómetros....43
Figura 1.2.12-1: Draga van Veen y Core Manual....46
Figura 1.2.12-2: Distribución porcentual del sedimento por muestra....48
Figura 1.2.12-3: Distribución Global de Gravas en porcentajes en el área de estudio....49
Figura 1.2.16-1: Sensor de anomalía magnética....55
Figura 1.2.17-1: Side scan Sonar Yellowfin. IMAGENEX Yellowfin....57
Figura 1.2.17-2: Side scan Sonar Yellowfin. Ejemplo del Modo de Operación....57
Figura 1.2.17-3: Imagen en Hypack Side scan sonar....58
Figura 1.3.3-1: Geófono....66
Figura 1.3.3-2: Instrumentación para el método de refracción sísmica....66
Figura 1.3.3-3: Instrumentación para el método PS Logging....67
Figura 1.3.3-4: Instrumentación para el método cross hole....67
Figura 1.3.3-5: Instrumentación para ensayo down hole o up hole....68
Figura 1.3.5-1: Imagen de un Calicata....72
Figura 1.3.5-2: Imagen de un Pozo....73
Figura 1.3.5-3: Imagen de una Zanja....73
Figura 1.3.6-1: Equipo para prueba de carga con placa....75

Figura 1.3.6-2: Equipo para ensayo de permeabilidad 76
Figura 1.3.6-3: Ensayo de penetración estándar (SPT) 77
Figura 1.3.6-4: Equipo para ensayo de cono dinámico 77
Figura 1.3.6-5: Equipo para ensayo CPT 78
Figura 1.3.6-6: Equipo para ensayo presiométrico 79
Figura 1.3.6-7: Ensayo de carga en pilotes 80
Figura 1.3.6-8: Equipo ensayo triaxial 82
Figura 1.3.6-9: Equipo ensayo corte directo 83
Figura 1.3.6-10: Equipo ensayo de consolidación 83
Figura 1.3.6-11: Ensayo de compresión 84
Figura 1.3.8-1: Curva Granulométrica de un suelo 100
Figura 1.3.8-2: Clasificación de suelos según granulometría 101
Figura 1.3.8-3: Límites de Atterberg y los índices relacionados 101
Figura 1.3.8-4: Carta de plasticidad de Casagrande 102
Figura 1.3.8-5: Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS) 103
Figura 1.3.8-6: Correlación en suelos cohesivos Resistencia a la compresión simple v/s NSPT104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.2.5-1: Metodología de monumentación de vértices PR en roca o en suelo duro 10
Tabla 1.2.5-2: Metodología de monumentación de vértices PR en suelo blando 12
Tabla 1.2.6-1: Formato de monografía de vértices geodésicos 14
Tabla 1.2.6-2: Formato de monografía de Prs topográfico 15
Tabla 1.2.6-3: Formato de monografía de cota fija de mareas 16
Tabla 1.2.9-1: Monografía de cota 30
Tabla 1.2.9-2: Características de las variables de marea 31
Tabla 1.2.10-1: Características generales de las variables de medida del instrumento 34
Tabla 1.2.11-1: Características de las variables meteorologías de registro Anemoveleta 44
Tabla 1.2.11-2: Características de las variables meteorologías de registro Anemómetro 44
Tabla 1.2.12-1: Escala de tamaño de grano Üdden-Wentworth, con modificaciones de terminología de clases propuesta por Friedman y Sanders 47
Tabla 1.2.15-1: Programación ADCP Oleaje Direccional 53
Tabla 1.2.15-2: Parámetros de resumen 53
Tabla 1.2.15-3: Características generales de las variables de medida del instrumento 54
Tabla 1.3.4-1: Penetración *P* bajo el sello de fundación 70
Tabla 1.3.6-1: Rango ideal diámetro del sondaje 80
Tabla 1.3.7-1: Tabla de definiciones para las prospecciones mínimas. 88
Tabla 1.3.7-2: Prospecciones mínimas propuestas de acuerdo a la topología 89
Tabla 1.3.8-1: Caracterización del suelo según velocidad onda de corte 95
Tabla 1.3.8-2: Resumen prospecciones 96
Tabla 1.3.8-4: Características de suelos finos que pueden utilizarse para estimaciones 98
Tabla 1.3.8-5: Características de rocas sanas* que pueden utilizarse para estimaciones 99
Tabla 1.3.8-6: Compacidad de los suelos granulares v/s densidad relativa 100

ÍNDICE CAPÍTULO 2 VOLUMEN 2

2 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALES 1

2.1 SIMBOLOGÍA 1

2.2 VIDA ÚTIL 13

2.3 ESTADOS LÍMITES 14

2.3.1 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO 14

2.3.2 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA 14

2.4 MÉTODOS DE DISEÑO 15

2.4.1 DISEÑO POR RESISTENCIA 15

2.4.1.1 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) 15
2.4.1.2 Diseño por Resistencias Admisibles (ASD) 16

2.4.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO 17

2.5 CONCEPTOS BÁSICOS HIDRÁULICOS-MARÍTIMOS 18

2.5.1 MECÁNICA DE OLAS 18

2.5.1.1 Conceptos Preliminares 18
2.5.1.2 Principios de Transformación de la Onda 24
2.5.1.3 Oleaje Regular 24
2.5.1.4 Oleaje irregular 41
2.5.1.5 Hidrodinámica de la Rompiente 82
2.5.1.6 Modelos Numéricos 91

2.5.2 CRITERIOS GENERALES 104

2.5.2.1 Criterios Hidráulicos: Rendimiento o Respuesta Hidráulica de la Estructura 104
2.5.2.2 Desembocaduras en Costas Expuestas al Oleaje 148

2.6 DINÁMICA LITORAL 162

2.6.1 PRINCIPIOS Y FENÓMENOS BÁSICOS 162

2.6.1.1 Introducción 162
2.6.1.2 Velocidad de Caída del Grano 163
2.6.1.3 Movimiento Incipiente en el Fondo Marino 164
2.6.1.4 Rugosidad y Ondulaciones del Fondo Marino 166
2.6.1.5 Tipos de Movimiento de Sedimentos Granulares 169
2.6.1.6 Rompimiento de la Ola 170
2.6.1.7 Corriente Litoral 171
2.6.1.8 Transporte Litoral Longitudinal 174

2.6.1.9 Transporte de Sedimentos Transversal a la Orilla 183
2.6.1.10 Morfodinámica Litoral 186
2.6.1.11 Indicadores Cuantitativos de la Magnitud del Transporte Litoral 188
2.6.2 INTERACCIÓN ENTRE LOS PROCESOS LITORALES Y LAS OBRAS COSTERAS 214
2.6.2.1 Interrupción del Transporte Litoral por un Espigón Largo Perpendicular a la Costa 214
2.6.2.2 Corrientes Inducidas por Rompeolas con Cota de Coronación Baja 219
2.6.2.3 Sedimentación de Zanjas en el Fondo Marino 221
2.6.2.4 Puertos Artificiales en Aguas Someras con Transporte Litoral 224
2.7 GEOTECNIA 225
2.7.1 CRITERIOS DE SEGURIDAD, SERVICIO Y EXPLOTACIÓN 225
2.7.2 ANÁLISIS DE DATOS Y CÁLCULOS PARA EL DISEÑO 225
2.7.3 FILTRACIÓN Y CONSOLIDACIÓN (ROM 3.4) 225
2.7.3.1 Problemas Geotécnicos más Comunes (ROM 3.4.1) 226
2.7.3.2 Dibujo de Redes de Filtración (ROM 3.4.2) 227
2.7.3.3 Caudales de Filtración (ROM 3.4.3) 230
2.7.3.4 Empujes del Agua Intersticial sobre Estructuras (ROM 3.4.4) 233
2.7.3.5 El Problema del Levantamiento de Fondo (ROM 3.4.6) 240
2.7.3.6 Depresión del Nivel Freático con Pozos (ROM 3.4.7) 242
2.7.3.7 Arrastres de Partículas y Erosiones Internas (ROM 3.4.8) 244
2.7.3.8 Arrastres, Socavaciones y otras Erosiones Externas (ROM 3.4.9) 246
2.7.3.9 Consolidación de Masas de Suelo (ROM 3.4.10) 248
2.7.3.10 Presiones Intersticiales Generadas por el Oleaje y otras Oscilaciones del Nivel del Mar (ROM 3.4.11) 258
2.7.4 FUNDACIONES SUPERFICIALES (ROM 3.5) 269
2.7.4.1 Tipos de Fundación (ROM 3.5.1) 269
2.7.4.2 Modos de Falla (ROM 3.5.2) 271
2.7.4.3 Características de las Fundaciones (ROM 3.5.3) 273
2.7.4.4 Verificación de la Seguridad frente a la Capacidad de Soporte (ROM 3.5.4) 280
2.7.4.5 Verificación de la Seguridad Frente al Deslizamiento (ROM 3.5.5) 306
2.7.4.6 Seguridad Frente al Deslizamiento (ROM 3.5.5.3) 309
2.7.4.7 Verificación de la Seguridad Frente al Volcamiento (ROM 3.5.6) 309
2.7.4.8 Asentamientos y Otros Movimientos de las Fundaciones (ROM 3.5.7) 312
2.7.4.9 Consideraciones sobre el Proyecto Estructural (ROM 3.5.8) 318
2.7.5 FUNDACIONES PROFUNDAS (ROM 3.6) 319
2.7.5.1 Aspectos Generales (ROM 3.6.1) 319
2.7.5.2 Modos de Falla más Usuales (ROM 3.6.2) 322
2.7.5.3 Definición de los Factores de Proyecto (Rom 3.6.3) 325
2.7.5.4 Capacidad de Soporte Mediante Fórmulas Estáticas (ROM 3.6.4) 336
2.7.5.5 Carga de Soporte Mediante Fórmulas Dinámicas (ROM 3.6.5) 351
2.7.5.6 Verificación de la Seguridad por Capacidad de Soporte (ROM 3.6.6) 353
2.7.5.7 Verificación de la Seguridad Frente al Arranque (ROM 3.6.7) 357

2.7.5.8 Verificación de los Estados Limites de Servicio (ROM 3.6.9) 362
2.7.5.9 Consideraciones sobre el Modo de Falla de Tipo Estructural (ROM 3.6.10) ... 375
2.7.6 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (ROM 3.7) 379
2.7.6.1 Tipología (ROM 3.7.1) 380
2.7.6.2 Valores Límites del Empuje (ROM 3.7.2) 381
2.7.6.3 Simplificaciones Necesarias para el Cálculo de Empujes (ROM 3.7.3) 385
2.7.6.4 Métodos Basados en el Coeficiente de Empuje Activo (ROM 3.7.5) 394
2.7.6.5 Método General del Cálculo del Empuje Pasivo (ROM 3.7.6) 412
2.7.6.6 Métodos Basados en el Coeficiente de Empuje Pasivo (ROM 3.7.7) 413
2.7.6.7 Cálculo del Empuje en Reposo (ROM 3.7.8) 415
2.7.6.8 Consideración de Algunos Casos Singulares (ROM 3.7.9) 415
2.7.6.9 Empuje Sobre Entibaciones (ROM 3.7.10) 419
2.7.6.10 Modos de Falla más Usados en las Estructuras de Contención (ROM 3.7.11) 421
2.7.6.11 Estados Límite de Servicio (ROM 3.7.11.2) 437
2.7.7 ESTABILIDAD DE TALUD 443
2.7.7.1 Introducción (ROM 3.8.1) 443
2.7.7.2 Modos de Falla más Usuales de los Taludes Asociados a Estados Límite Últimos (ROM 3.8.2) 444
2.7.7.3 Modos de Falla más Usuales de los Taludes Asociados a Estados Límite de Servicio (ROM 3.8.3) 446
2.7.7.4 Cálculo de la Estabilidad Global en Suelos (ROM 3.8.4) 447
2.7.7.5 Coeficientes de Seguridad Mínimos Frente a la Perdida de Estabilidad Global (ROM 3.8.6) 457
2.7.7.6 Consideración de las Deformaciones (ROM 3.8.7) 458
2.7.8 MEJORAMIENTO DE TERRENO 458
2.7.8.1 Aspectos Generales (Rom 3.9.1) 459
2.7.8.2 Precargas (ROM 3.9.2) 460
2.7.8.3 Vibración Profunda (ROM 3.9.3) 468
2.7.8.4 Compactación Dinámica (ROM 3.9.4) 471
2.7.8.5 Compactación con Explosivos (ROM 3.9.5) 475
2.7.8.6 Inclusiones Rígidas (ROM 3.9.6) 477
2.7.8.7 Inyecciones (ROM 3.9.7) 482
2.7.8.8 Otros Procedimientos (ROM 3.9.8) 486
2.7.9 LICUACIÓN 487
2.7.9.1 Consideracones Generales (Rom 3.10.1) 487
2.7.9.2 Licuefacción del Suelo Debido a la Acción Sísmica (ROM 3.10.4.2) 490
2.7.9.3 Reconociemiento Geotécnico 492
2.7.9.4 Valor de Cálculo del Índice N del SPT. Valor N(60) 492
2.7.9.5 Valor de la Resistencia a la Licuefacción. Parámetro CRR 493
2.7.9.6 Solicitación Sísmica. Parámetro CSR 494
2.7.9.7 Verificación de la Seguridad Frente a la Licuefacción 495
2.8 MATERIALES 497

2.8.1 HORMIGÓN ARMADO 497
2.8.1.1 Generalidades 497
2.8.1.2 Elementos de hormigón 497
2.8.1.3 Elección de cemento 498
2.8.1.4 Agua 498
2.8.1.5 Hormigón 499
2.8.1.6 Consistencia 499
2.8.1.7 Barras de Refuerzo 500
2.8.1.8 Grout 500
2.8.1.9 Recubrimiento Mínimo 500
2.8.2 ACERO ESTRUCTURAL 502
2.8.2.1 General 502
2.8.2.2 Normas 502
2.8.2.3 Valores característicos del acero 503
2.8.2.4 Calidades del Acero 504
2.8.2.5 Soldaduras 505
2.8.2.6 Sobre-espesor por Corrosión 505
2.8.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 505
2.8.4 PROTECCIÓN ANTICORROSIVA 506
2.8.5 MADERA 506
2.8.5.1 Normas 506
2.8.5.2 Tratamientos de Protección 506
2.8.6 ROCAS 507
2.8.6.1 Rocas para obras de defensa y protección 507
2.8.7 MATERIAL DE RELLENO 508

ÍNDICE DE FIGURAS

Tabla 2.3.1-1: Definición de la vida útil según ISO 2394: 1998 13
Tabla 2.5.1-1: Clasificación de acuerdo a la profundidad relativa 18
Tabla 2.5.1-2: Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson et al, 1978) 19
Figura 2.5.1-1: Periodo-energía de las ondas (Kinsman, 1965) 20
Figura 2.5.1-2: Oleaje tipo Sea 21
Figura 2.5.1-3: Oleaje tipo Swell 22
Figura 2.5.1-4: Definición de términos elementales de una ola progresiva 25
Figura 2.5.1-5: Velocidad y aceleraciones orbitales 31
Figura 2.5.1-6: Diagrama de presiones 32
Figura 2.5.1-7: Envolvente de desnivelaciones de un grupo de ondas 32
Figura 2.5.1-8: Diferentes perfiles de olas progresivas 36

Figura 2.5.1-9: Rangos de idoneidad para distintas teorías (Le Méhauté 1976) 37
Figura 2.5.1-10: Desnivelación de un estado de mar 41
Figura 2.5.1-11: Definición de los parámetros de las olas es un registro 42
Figura 2.5.1-12: Estructura del oleaje aleatorio, Pierson et al (1978) 43
Figura 2.5.1-13: Señal de oleaje sin corregir 44
Figura 2.5.1-14: Discretización de la altura de ola utilizando el método pasos ascendentes por cero 44
Figura 2.5.1-15: Definición de olas con el método de pasos descendentes por cero 45
Figura 2.5.1-16: Definición de olas por el método de distancia entre crestas 45
Figura 2.5.1-17: Definición de olas por medio del método de distancia entre valles 46
Figura 2.5.1-18: Histograma de altura de ola 48
Figura 2.5.1-19: Función de distribución acumulativa de X 50
Figura 2.5.1-20: Distribuciones de probabilidad 52
Figura 2.5.1-21: Espectro bidimensional 54
Figura 2.5.1-22: Diagrama de varianza 55
Figura 2.5.1-23: Espectro de varianza discreto 56
Figura 2.5.1-24: Espectro de varianza continuo 57
Figura 2.5.1-25: Función *D(θ)* por Longuet-Higgins. 60
Figura 2.5.1-26: Diagrama de Shoaling de oleaje no lineal 64
Figura 2.5.1-27: Esquema de rayos 65
Figura 2.5.1-28: Esquema de refracción 66
Figura 2.5.1-29: Esquema de difracción 68
Figura 2.5.1-30: Efectos de la difracción 69
Figura 2.5.1-31: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 15° 70
Figura 2.5.1-32: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 30° 71
Figura 2.5.1-33: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 45° 72
Figura 2.5.1-34: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 60° 73
Figura 2.5.1-35: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 75° 74
Figura 2.5.1-36: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 90° 75
Figura 2.5.1-37: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 105° 76
Figura 2.5.1-38: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 120° 77
Figura 2.5.1-39: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 135° 78
Figura 2.5.1-40: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 150° 79
Figura 2.5.1-41: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 165° 80
Figura 2.5.1-42: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 180° 81
Figura 2.5.1-43: Gráfico magnitud v/s profundidad 83

Figura 2.5.1-44: Rotura en aguas profundas 83
Figura 2.5.1-45: Spilling 89
Figura 2.5.1-46: Plunging 90
Figura 2.5.1-47: Collapsing 90
Figura 2.5.1-48: Surging 91
Figura 2.5.2-1: Esquema Run-up y Run-down pendiente impermeable 104
Figura 2.5.2-2: Esquema Run-up y Run-down pendiente permeable 105
Figura 2.5.2-3: Tipos de rompiente de oleaje en pendientes impermeables según valores ξo. 106
Figura 2.5.2-4: $R_{u2\%}$ para oleaje de frente en pendientes lisas 109
Figura 2.5.2-5: Run-up significativo en pendientes lisas con oleaje que incide de frente 109
Figura 2.5.2-6: Run-up 2 % para pendientes lisas en oleaje de frente 111
Figura 2.5.2-7: Factor de reducción por rugosidad de la superficie 112
Figura 2.5.2-8: Parámetros en programa de prueba Delft Hydraulics para bermas 113
Figura 2.5.2-9: Definición de α_{eq} y α en la ecuación de r_{dB} 114
Figura 2.5.2-10: Evaluación del uso de ξ_{eq} para considerar en la influencia de la berma 115
Figura 2.5.2-11: Ensayo de run-up en pendientes lisas, conducidos por Delft Hydraulics, Waal & Van der Meer (1992) 117
Figura 2.5.2-12: Influencia del ángulo de incidencia β según estudios conducidos por Delft Hydraulics, Waal & Van der Meer (1992) 118
Figura 2.5.2-13: Coeficiente de permeabilidad (van der Meer, 1988) 119
Figura 2.5.2-14: Gráfico de Run-up 2% y significativo para frentes de oleaje irregular en taludes permeables e impermeables. Delft Hydraulics (1989) 121
Figura 2.5.2-15: Definición de francobordo R_c 122
Figura 2.5.2-16: Valores Críticos de descarga promedio de sobrepaso 124
Figura 2.5.2-17: Modelos para descarga promedio de sobrepaso 126
Figura 2.5.2-18: Coeficientes formulación Seelig (1983) 128
Figura 2.5.2-19: Coeficientes de reflexión de olas, para rompeolas verticales planos, en lecho marino 1:50 129
Figura 2.5.2-20: Diagrama de fuerzas de oleaje que actúan en paredes verticales 134
Figura 2.5.2-21: Identificación de los tipos de cargas totales de ondas horizontales sobre estructuras de pared vertical 135
Figura 2.5.2-22: Fórmula Sainflou 137
Figura 2.5.2-23: Fórmula Goda 138
Figura 2.5.2-24: Fórmula Goda modificada 139
Figura 2.5.2-25: Fórmulas de Goda y Takahashi 140
Figura 2.5.2-26: Fórmulas de Tanimoto y Kimura 141
Figura 2.5.2-27: Fórmulas de Takahashi y Hosoyamada 142

Figura 2.5.2-28: Fórmulas de Takahashi, Tanimoto y Shimosako 143
Figura 2.5.2-29: Fórmula de Tanimoto, Takahashi y Kitatani 144
Figura 2.5.2-30: Continuación Figura 2.5.2-29 145
Figura 2.5.2-31: Evolución de la barra litoral con Q_{SL}/Q_{sf} alto 152
Figura 2.5.2-32: Desembocadura río Mataquito 2005 153
Figura 2.5.2-33: Desembocadura río Mataquito 2010 153
Figura 2.5.2-34: Desembocadura del río Maipo, 2009 154
Figura 2.5.2-35: Desembocadura del río Maipo, 2011 154
Figura 2.5.2-36: Desembocadura del río Queule 155
Figura 2.5.2-37: Desembocadura del río Biobío, 2007 156
Figura 2.5.2-38: Desembocadura del río Biobío, 2011 156
Figura 2.5.2-39: Caleta Lebu 159
Figura 2.5.2-40: Esquema de una desembocadura canalizada con espigones 161
Figura 2.6.1-1: Velocidad de caída para partículas con tamaño superior a 100 µm 163
Figura 2.6.1-2: Inicio de movimiento de arena por efecto del oleaje sobre fondo plano bajo esfuerzo cortante critico 165
Figura 2.6.1-3: Altura del “ripple” 167
Figura 2.6.1-4: Longitud del “ripple” 168
Figura 2.6.1-5: Diagrama de clasificación de la forma del fondo para olas. 169
Figura 2.6.1-6: Sistema de circulación cerca de la costa 173
Figura 2.6.1-7: Distribución transversal del transporte litoral medido en el laboratorio y en terreno 179
Figura 2.6.1-8: Reducción del transporte potencial por cantos rodados o grava en el fondo 182
Figura 2.6.1-9: Componentes del transporte de sedimentos: Componente longitudinal (q_x) y transversal (q_y) 183
Figura 2.6.1-10: Problemas y procesos en los cuales el transporte transversal a la costa es relevante. 185
Figura 2.6.1-11: Flujo de arena en una playa con fondo con isobatas convergentes 186
Figura 2.6.1-12: Escalas Temporales de los procesos morfológicos en playas 187
Figura 2.6.1-13: Definiciones 189
Figura 2.6.1-14: Variación temporal del esfuerzo cortante bajo un oleaje no lineal rompiente 190
Figura 2.6.1-15: Isolíneas de esfuerzo cortante promedio adimensional en el fondo vs profundidad relativa y pendiente de ola (Dean 1987a) 191
Figura 2.6.1-16: Definición de las características de la barra de rompiente costa afuera 193
Figura 2.6.1-17: Variación del parámetro de escala *A* con el tamaño del sedimento *D* para playas de arena (Dean 1978b, valores recalculados por Dean, junio 2001) 194
Figura 2.6.1-18: Basculación de playa anclada por efecto de variación direccional del oleaje 198

Figura 2.6.1-19: Fenómenos de transporte transversal en una playa abierta 198
Figura 2.6.1-20: Desarrollo pulsante de un peine de cordones litorales 200
Figura 2.6.1-21: Peines de cordones y espolones generados en el siglo XX costa abajo de la desembocadura del río Zazárida (Venezuela) 201
Figura 2.6.1-22: Fluctuaciones del nivel del mar durante el Pleistoceno y Holoceno (adaptado de Nummedal (1983); datos de Dillon y Oldale (1978)) 203
Figura 2.6.1-23: Perfiles esquemáticos de (a) Galveston (McCubbin 1992) y (b) Paraguaná (Souza 2005) 204
Figura 2.6.1-24: Evolución de la costa en Holanda 205
Figura 2.6.1-25: Paleoplayas desarrolladas en el Holoceno (Sinamaica, Golfo de Venezuela). 206
Figura 2.6.1-26: Formación de una barra o batería de paleoplayas por efecto del ascenso eustático del nivel del mar 206
Figura 2.6.1-27: Paleoplayas al sur de la desembocadura del río Biobío 207
Figura 2.6.1-28: Geometría de bahía espiral. (a) Definiciones (b) Coeficientes describiendo línea de costa parabólica 209
Figura 2.6.1-29: Volumen elemental de un perfil de playa en equilibrio 210
Figura 2.6.1-30: Definición del ángulo de rompiente 211
Figura 2.6.2-1: Gráfico de solución adimensional para la condición de transporte nulo de arena en el lugar de la estructura 217
Figura 2.6.2-2: Esquema de la playa costa arriba de un espigón (adimensional) 218
Figura 2.6.2-3: Set-up en condiciones confinadas según Diskin et. Al (1970) (adimensional) .. 220
Figura 2.6.2-4: Sedimentación de zanjas en el fondo marino 221
Figura 2.6.2-5: Rompeolas rebasado por el transporte litoral 224
Figura 2.7.3-1: Filtración simple en medios heterogéneos 231
Figura 2.7.3-2: Solución simple. Filtración bajo un muelle 231
Figura 2.7.3-3: Solución de una excavación y una depresión con entibación 235
Figura 2.7.3-4: Esquema del problema de consolidación unidimensional 249
Figura 2.7.3-5: Esquema del problema de consolidación unidimensional (continuación) 252
Figura 2.7.3-6: Corrección Skempton-Bjerrum aplicada al cálculo de asentamiento por consolidación unidimensional 254
Figura 2.7.3-7: Correlación aproximada para el coeficiente de consolidación y el coeficiente de compresión secundaria en suelos finos 256
Figura 2.7.3-8: Ajuste del coeficiente de consolidación con mediciones de asentamientos 257
Figura 2.7.3-9: Incremento de la presión sobre el fondo debido al oleaje por un tren de ondas progresivo en profundidades indefinidas (terreno rígido e impermeable) 260
Figura 2.7.3-10: Red de filtración instantánea correspondiente a la acción del oleaje sobre un fondo marino homogéneo e isótropo 263

Figura 2.7.3-11: Estimación de la variación en la ley de presiones intersticiales del fondo marino para situación drenada bajo la acción del oleaje u otras oscilaciones del mar (de Rouck, 1991)* 268
Figura 2.7.4-1: Formas típicas de fundaciones 271
Figura 2.7.4-2: Geometría de la fundación equivalente 275
Figura 2.7.4-3: Fundación rectangular equivalente a otra circular con carga excéntrica 276
Figura 2.7.4-4: Diferente distribución de la tensión de contacto 277
Figura 2.7.4-5: Geometría del posible hundimiento 293
Figura 2.7.4-6: Capacidad de soporte de una fundación en o cerca de un talud 301
Figura 2.7.4-7: Solución aproximada en terrenos heterogéneos 302
Tabla 2.7.4-9: Parámetros a y ϕ_c del suelo en contacto con el nivel de fundación 307
Tabla 2.7.4-10: Porcentaje mínimo de área de compresión 311
Figura 2.7.4-8: Movimiento de zapatas corridas rígidas y constantes de resorte para cálculos de interacción suelo-estructura 315
Figura 2.7.5-1: Notaciones relativas a pilote aislado 327
Figura 2.7.5-2: Esquema de cálculo del rozamiento negativo 331
Tabla 2.7.5-1: Factor de corrección de la aceleración al considerar un bloque deslizante rígido plástico 334
Figura 2.7.5-3: Pilotes de muelle transparente sujeto a desplazamientos de arrastre sísmico. 335
Figura 2.7.5-4: Procedimientos de cálculo para la carga de hundimiento 339
Figura 2.7.5-5: Factores de capacidad de soporte para pilotes 346
Figura 2.7.5-6: Valores de Z_c/d y $K_s \tan\phi_a$ para pilotes en suelos arenosos 347
Figura 2.7.5-7: Verificación de la seguridad por capacidad de soporte 354
Figura 2.7.5-8: Esquema de anclaje para suministrar resistencia al arranque 360
Figura 2.7.5-9: Figura 3.1003.303(1) A1 Manual de Carreteras 366
Figura 2.7.5-10: Figura 3.1003.303(1) A2 Manual de Carreteras 367
Figura 2.7.5-11: Figura 3.1003.303(1) A3 Manual de Carreteras 368
Figura 2.7.5-12: Figura 3.1003.303(1) B1 Manual de Carreteras 369
Figura 2.7.5-13: Figura 3.1003.303(1) B2 Manual de Carreteras 370
Figura 2.7.5-14: Figura 3.1003.303(1) D Manual de Carreteras 373
Figura 2.7.5-15: Figura 3.1003.303(2) A Manual de Carreteras 374
Tabla 2.7.5-5: Compresión media máxima en pilotes 379
Figura 2.7.6-1: Tipología básica de estructuras de contención 380
Figura 2.7.6-2: Variación del coeficiente de empuje con el desplazamiento normalizado de la estructura de contención 383
Figura 2.7.6-3: Esquema de la relación entre empuje y movimiento 384
Figura 2.7.6-4: Empuje de tierra estático en muro gravitacional 386
Figura 2.7.6-5: Empuje de tierra estático en muro cantiléver 388

Figura 2.7.6-6: Esquema de algunas heterogeneidades típicas 391
Figura 2.7.6-7: Esquema de algunas heterogeneidades típicas 393
Figura 2.7.6-8: Determinación de empujes estáticos por estratificación y geometría variable .. 395
Figura 2.7.6-9: Ejemplo para definir parámetros equivalentes 396
Figura 2.7.6-10: Cálculo del empuje horizontal del agua 398
Figura 2.7.6-11: Efecto de sobrecargas parciales en el empuje activo horizontal 400
Figura 2.7.6-12: Efecto de cargas lineales o concentradas en el empuje activo horizontal 402
Figura 2.7.6-13: Efectos de otras sobrecargas 404
Figura 2.7.6-14: Componente sísmica del empuje en muro gravitacional determinada con Mononobe y Okabe 405
Figura 2.7.6-15: Componente sísmica del empuje en muro cantiléver determinada con Mononobe y Okabe 406
Figura 2.7.6-16: Ejemplo para obtener la componente sísmica del empuje 409
Figura 2.7.6-17: Resistencia pasiva estática 414
Figura 2.7.6-18: Empuje del terreno sobre entibaciones 420
Figura 2.7.6-19: Esquema de algunos modos de falla 422
Figura 2.7.6-20: Esquema de algunos modos de falla estructural 425
Figura 2.7.6-21: Comprobación de seguridad frente al volcamiento. 430
Figura 2.7.6-22: Método simplificado para obtener las solicitaciones en los puntos de arriostre 433
Figura 2.7.6-23: Pantalla en voladizo 434
Figura 2.7.6-24: Levantamiento del fondo en excavaciones entibadas 436
Figura 2.7.6-25: Modelo para pantalla atirantada 439
Tabla 2.7.6-1: Relación entre *FS* y C_M para un suelo granular compacto 440
Figura 2.7.7-1: Esquema de algunos modos de falla por pérdida de la estabilidad global 445
Figura 2.7.7-2: Tipos de deslizamientos en suelos 447
Figura 2.7.7-3: Ejemplo ilustrativo para el análisis de estabilidad de un talud con falla drenada: Talud con napa estática 450
Figura 2.7.7-4: Ejemplo ilustrativo para el análisis de estabilidad de un talud con falla drenada: Talud con escurrimiento 451
Figura 2.7.7-5: Ejemplo ilustrativo para falla no drenada 453
Figura 2.7.7-6: Ejemplo equivalencia de pesos unitarios para análisis sísmico de suelo granular con falla drenada 456
Tabla 2.7.8-1: Ejemplos de posibles mejoras producidas por precargas 461
Figura 2.7.8-1: Estimación del grado de consolidación de precargas con drenaje acelerado ... 464
Figura 2.7.8-2: Esquema ilustrativo del efecto de la precarga 466
Figura 2.7.8-3: Esquema del tratamiento de vibro compactación 469
Tabla 2.7.8-2: Aplicabilidad de los tratamientos de vibración profunda a los distintos tipos de terrenos 470

Figura 2.7.8-4: Esquema de la compactación dinámica 471
Figura 2.7.8-5: Esquema del tratamiento con explosivos 476
Figura 2.7.8-6: Esquema de algunos tratamientos de mejora mediante inclusiones rígidas..... 477
Tabla 2.7.8-3: Correlación aproximada entre α_1 y ρ_1 479
Tabla 2.7.8-4: Correlación aproximada entre β^* y ρ_1 480
Figura 2.7.8-7: Esquema de algunos tipos de inyección usuales 484
Tabla 2.7.9-1: Ejemplos de daños sísmicos en puertos en la década de los 80 y 90 491
Tabla 2.7.9-2: Factor corrector del parámetro CRR en función de la magnitud del sismo (Youd e Idriss, 1997) 493
Figura 2.7.9-1: Resistencia a la licuafacción..... 494
Tabla 2.8.1-1: Valores característicos del hormigón..... 499
Tabla 2.8.1-2: Cono de Abrams recomendado, cm 499
Tabla 2.8.1-3: Recubrimientos mínimos para ambientes severos [mm]..... 501
Tabla 2.8.2-1: Valores característicos del acero..... 503
Tabla 2.8.2-2: Aceros estructurales para construcciones en general..... 503

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.5.1-3: Características de la teoría de oleaje de Airy 30
Tabla 2.5.2-1: Coeficientes A y C..... 110
Tabla 2.5.2-2: Test program (van der Meer, 1988) 119
Tabla 2.5.2-3: Coeficientes *A*, *B* y *C* 120
Tabla 2.5.2-4: Listado de fórmulas..... 136
Tabla 2.5.2-5: Coeficiente de inercia CM..... 147
Tabla 2.5.2-6: Coeficiente de arrastre CD 148
Tabla 2.7.3-1: Desniveles límite a adoptar entre los niveles representativos de las aguas libres exteriores y las líneas de saturación en terrenos naturales o rellenos 237
Tabla 2.7.3-2: Coeficientes de seguridad mínimos frente al levantamiento de fondo 241
Tabla 2.7.4-1: Métodos de verificación de la seguridad por capacidad de soporte..... 281
Tabla 2.7.4-2: Factor de correlación del índice *N* del SPT por la sobrecarga efectiva de las tierras (*N* corregido = $f \cdot N$) 283
Tabla 2.7.4-3: Grado de alteración de la roca..... 289
Tabla 2.7.4-4: Factor de reducción 290
Tabla 2.7.4-5: Escala de la meteorización de las rocas..... 291
Tabla 2.7.4-6: Coeficientes de capacidad de carga de la fórmula de Brinch Hansen 294
Tabla 2.7.4-7: Efectos a considerar para los factores de corrección..... 298
Tabla 2.7.4-8: Coeficientes de corrección debido a la inclinación del sello de fundación 300
Tabla 2.7.5-2: Coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a la pérdida de la estabilidad global 357
Tabla 2.7.5-3: Tensiones de falla por adherencia..... 358

Tabla 2.7.5-4: Coeficiente de incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación de suelos granulares 365
Tabla 2.7.7-1: Características suelo fino para estabilidad de talud en condición no drenada . 453
Tabla 2.8.2-3: Aceros estructurales para construcciones sometidas a cargas dinámicas 504
Tabla 2.8.2-4: Calidades de acero 504
Tabla 2.8.3-1: Espesores mínimos 505
Tabla 2.8.6-1: Propiedades físicas de las rocas 508
Tabla 2.8.7-1: Valores característicos para material de relleno 508

1 ANTECEDENTES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

La Dirección de Obras Portuarias (DOP), dependiente del Ministerio de Obras Públicas (MOP), es el organismo técnico competente del Estado encargado de proveer a la ciudadanía servicios de infraestructura portuaria, costera, marítima, fluvial y lacustre necesarios para el mejoramiento de la calidad de vida, el desarrollo socio económico del país y su integración física nacional e internacional.

En el mundo existe una gran variedad de normas y recomendaciones, propias de cada país, para el diseño y construcción de obras marítimas y costeras. Estas están orientadas a las particularidades de cada región en donde fueron desarrolladas. La decisión de que norma o recomendación usar en cada caso, depende muchas veces de cada consultor, según la formación u orientación académica de sus profesionales, con la consideración de escoger aquellas que mejor se ajusten a nuestras condiciones oceanográficas, sísmicas, meteorológica, geográficas, geotécnicas y también culturales.

Desde hace tiempo que en Chile existía la inquietud, entre las diferentes instituciones que participan en el proyecto de obras marítimas y portuarias, por desarrollar una guía que reuniera normas y recomendaciones que mejor se ajusten a las condiciones propias de nuestro país. A raíz de lo anterior, a mediados de 2011, la DOP llamó a licitación pública para adjudicar a una empresa consultora la coordinación general y desarrollo de la "Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras en Chile".

En la propuesta se invitó a participar a universidades, consultoras, Asociación de Ingenieros Consultores, constructoras y Armada, entre otros. Finalmente, el proyecto fue adjudicado a la empresa consultora ARA WorleyParsons (ARA WP).

Esta guíapresenta un conjunto de recomendaciones y normativas vigentes, con el fin de ordenar los criterios técnicos de diseño para orientar a proyectistas y constructores en el alcance de objetivos comunes de funcionalidad y calidad de las obras marítimas y costeras.

El trabajo principalmente consistió en estudiar la aplicación de diferentes normas y recomendaciones de importante prestigio internacional en obras de nuestro país, con el fin de generar, junto con las autoridades portuarias, organismos portuarios, empresas de proyecto y construcción, un documento base que entregue la definición de los criterios técnicos de diseño y directrices de las obras de infraestructura marítima.

Este documento no tiene carácter normativo y pretende facilitar el trabajo aportando información relevante para la consideración de la realidad de nuestras obras y el entorno donde se construyen.

1.2 ALCANCES

Este documento abarca todas las obras de infraestructura marítimas y costeras en el territorio nacional, tanto las obras mayores como menores, marítimas y lacustres.

1.3 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES DE REFERENCIA

Dentro de la normativa y recomendaciones extranjeras que se ocuparon para la elaboración de la presente guía, se pueden mencionar las siguientes como las más utilizadas:

- Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan (Japón)
- Shore Protection Manual (U.S. Army Corps of Engineers)
- Seismic Design Guidelines for Port Structures (PIANC / AIPCN)
- Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways (Alemania)
- Recomendaciones de Obras Marítimas y Portuarias, ROM (España)
- Coastal Engineering Manual (Estados Unidos)
- British Standards (Inglaterra)

1.4 SISTEMA DE UNIDADES

El sistema internacional de unidades, fue utilizado preferentemente en esta guía. No obstante lo anterior, en algunas secciones, se utilizó el sistema anglosajón de unidades, dejando expresada la correspondiente expresión en el sistema internacional.

1.5 NIVELES Y SISTEMAS DE COORDENADAS

Los niveles y los sistemas de coordenadas utilizados, se definen en las secciones correspondientes.

1.6 GLOSARIO

Abarloar: Situar un buque de manera que su costado esté casi en contacto con otro buque.

Abatir: Separarse un buque de su rumbo por efecto del viento, oleaje o de la corriente. Generalmente se utiliza el término “abatir” cuando la separación es debida al viento y “derivar” cuando es ocasionada por la corriente.

Accesos y áreas de flotación: Todos los espacios de agua en los que puedan desarrollarse operaciones de barcos relacionadas con el tráfico de las Obras Marítimas y Portuarias.

Actividad de acuicultura o acuícola: Actividad organizada por el hombre que tiene por objeto la producción de recursos hidrobiológicos. Corresponderá a la Subsecretaría de Pesca informar sobre la existencia de zonas destinadas a la acuicultura.

Actividad pesquera extractiva: Actividad que tiene por objeto capturar, cazar, segar o recolectar recursos hidrobiológicos.

Aguas de lastre: El agua de lastre se define como el agua, con las materias en suspensión que contenga, cargada a bordo de un buque para controlar el asiento, la escora, el calado, la estabilidad y los esfuerzos del buque.

Aleta: Parte de los costados del buque donde éste se empieza a curvar para formar la popa.

Alteada (Heave): Movimiento de un buque consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección de su eje vertical principal que pasa por el centro de gravedad.

Amarradero: Sitio donde se amarran los buques.

Amarrar: Sujetar el buque por medio de anclas, cadenas o amarras. Cuando se utilizan solamente cadenas y anclas la operación se denomina generalmente “fondear”.

Amenaza: Peligro inminente. Peligro natural o inducido por el hombre anunciado por una predicción.

Amura: Parte de los costados del buque, donde éste empieza a estrecharse para formar la proa.

Ancla: Pieza de hierro o acero compuesta de una barra o caña, brazos y uñas dispuestas para aferrarse al fondo del mar y que, unida al barco mediante un cabo o una cadena, sirve para sujetar la nave.

Ángulo de ceñida: Ángulo que forma el plano de crujía con la dirección de actuación del viento, cuando se navega en ceñida.

Ángulo de deriva: Ángulo formado entre el rumbo verdadero y el rumbo efectivo por acción de la corriente.

Área de vigilancia: Es el cuerpo o curso de aguas superficiales, continentales o marinas, o parte de él, determinada por la autoridad competente para efectos de proponer, asignar y gestionar la calidad.

Áreas de buques en permanencia: Áreas destinadas fundamentalmente a la permanencia o estancia de los buques (fondeaderos, amarraderos, dársenas, muelles, atraques, terminales, etc.).

Áreas de buques en tránsito: Áreas destinadas fundamentalmente al tránsito de los buques (accesos, vías de navegación, canales, entradas a dársenas, áreas de maniobras, etc.).

Áreas de flotación: Áreas destinadas fundamentalmente a la permanencia de los buques.

Áreas de giro: Áreas en las que se produce el cambio de rumbo del buque sin avances significativos en ninguna dirección.

Áreas de maniobra: Áreas en las que se realiza la parada, arrancada o revivo del buque.

Áreas de navegación: Áreas destinadas fundamentalmente al tránsito de los buques.

Áreas silvestres: Los ambientes naturales, terrestres o acuáticos, pertenecientes al Estado y que éste protege y maneja para la consecución de los objetivos señalados en cada una de las categorías de manejo.

Arenamiento: Traslados e invasiones de masas de arena sobre la superficie terrestre y ribera litoral, por la acción de los vientos y corrientes marinas.

Arganeo del ancla: Argolla de hierro o acero situada en el extremo superior de la caña del ancla, a la que se afirma la cadena.

Arqueo: Medida del volumen interior de los espacios cerrados de un buque.

Arribar: Aumentar el ángulo que toma el plano de crujía con el viento. Llegar el buque a un puerto.

Asiento (trimado): Diferencia entre el calado de un buque a proa y el calado a popa.

Atracar: Maniobra de arrimarse a un muelle y amarrarse a él.

Avance: Avance de un buque para un cambio de rumbo es la distancia que se desplaza su centro de gravedad en la dirección del rumbo original, medida desde la posición donde se puso timón a la banda.

Babor: Es el nombre del costado o banda del buque que queda a la izquierda mirando hacia proa.

Balance (Roll): Movimiento del buque consistente en un giro alrededor del eje longitudinal principal situado en el plano de crujía y que pasa por el centro de gravedad.

Balizamiento: Acción y efecto de señalar con balizas algún paraje en aguas navegables.

Banda: Costado del buque.

Bita: Equipo de amarre, generalmente de acero o fundición, que colocado en cubierta en los lugares de maniobra, o en un muelle, sirve para afirmar los cabos de amarre.

Bocana de un puerto: Boca de entrada y salida a un puerto.

Buque de proyecto: Es el buque o conjunto de buques que se utilizarán para el dimensionamiento de los accesos y áreas de flotación; en general se tratará de los buques de mayores exigencias que puedan operar en la zona que se considere, según las condiciones de operación de la misma, suponiendo que el barco se encuentre en las condiciones de carga más desfavorables.

Cabeceo (Pitch): Movimiento del buque consistente en un giro alrededor del eje horizontal principal perpendicular al plano de crujía que pasa por su centro de gravedad.

Cadena de ancla: Tramo de cadena afirmado al ancla.

Caladero de pesca: Área marítima que se caracteriza por configurar el hábitat de los recursos hidrobiológicos, presentar una habitual agregación de los mismos y donde se desarrolla o se ha desarrollado actividad pesquera extractiva de manera recurrente.

Calado de un buque: Distancia vertical medida desde el centro bajo de la quilla de un buque hasta la línea de flotación.

Calado estático de un buque: Calado de un buque en reposo.

Calidad natural de las aguas continentales superficiales: Es el valor de la unidad o valor de la concentración de un elemento o compuesto en el cuerpo y/o curso de agua continental superficial, que corresponde a la estimación de la situación original del agua sin intervención antrópica más las situaciones permanentes, irreversibles o inmodificables de origen antrópico. Esta calidad será de conocimiento público y será determinada para el caso de las aguas superficiales continentales, por la Dirección General de Aguas y/o por la Dirección General del Territorio Marítimo y de Marina Mercante según corresponda.

Calidad natural de las aguas marinas: Es el valor de la unidad o concentración de un elemento o compuesto en el cuerpo de agua marino, que corresponde a la estimación de la situación original del agua sin intervención antrópica. Esta calidad será de conocimiento público y será determinada por la Dirección General del Territorio Marítimo y Marina Mercante y/o el Servicio Nacional de Pesca.

Campo de boyas: Instalaciones en las que los buques permanecen amarrados a boyas u otros elementos fijos o flotantes, diferentes de los muelles y en los que pueden realizarse operaciones típicamente portuarias.

Cargas peligrosas: Toda solución, sustancia química, mezcla o artículo que puede ocasionar daño a las personas, materiales y/o medio ambiente.

Carril de navegación: Ver Vía de Circulación.

Casos accidentales: Supuestos de carácter fortuito o anormal que pueden presentarse como resultado de un accidente, mal uso, errores humanos o condiciones climáticas o de trabajo excepcionales.

Ceñir: Recibir el viento con el menor ángulo posible (entre 0 y 6 cuartas desde la proa).

Cierre de un área: Condición de inoperatividad total o parcial en la que se encuentra un Área por presentarse condiciones climáticas superiores a las establecidas como Condiciones Límites de Operación.

Clases de calidad: Tipificación del agua de acuerdo a niveles de calidad por elemento o compuesto.

Codaste: Pieza que unida al extremo de la quilla en la parte de popa, sirve de fundamento a todo el armazón de esta parte del buque, configurando la popa.

Coeficiente de bloque: Cociente entre el desplazamiento de un buque expresado en peso y el producto de los factores siguientes: eslora entre perpendiculares x manga x calado del buque x peso específico del agua.

Coeficiente de marea: Relación entre la altura de una marea en un punto y la Unidad de Altura de las mareas en dicho punto.

Comunidades acuáticas: Conjunto de poblaciones biológicas que tienen en el medio acuático superficial continental o marino, su medio normal o más frecuente de vida y que dependen directa y/o indirectamente de éste.

Condiciones excepcionales: Estado en que las Áreas de Navegación o Flotación están sometidas, como consecuencia de accidentes, mal uso o condiciones climáticas o de trabajo excepcionales, a limitaciones extraordinarias no usuales aunque si previsibles.

Condiciones extremas: Estado en el que las Áreas de Navegación o Flotación tienen que paralizar o limitar su operatividad mientras subsistan acciones climáticas superiores a los límites de operación o explotación.

Condiciones límites de operación: Valores de las variables climáticas a partir de las cuales deben paralizarse total o parcialmente determinadas operaciones de buques.

Condiciones normales de operación: Estado en el que un Área de Navegación o Flotación funciona sin limitaciones, no viéndose afectada por las condiciones climáticas.

Confluencia de giro: Medida de organización del tráfico que comprende un punto de separación o una zona de separación circular y una vía de circulación giratoria dentro de límites definidos. Dentro de la confluencia de giro el tráfico se separa desplazándose en dirección contraria a las manecillas del reloj alrededor del punto de la zona de separación.

Conservación del patrimonio ambiental: El uso y aprovechamiento racional o la reparación, en su caso, de los componentes del medio ambiente, especialmente aquellos

propios del país que sean únicos, escasos o representativos, con el objeto de asegurar su permanencia y su capacidad de regeneración.

Conservación in situ: Corresponde a la conservación de los ecosistemas y los hábitats naturales y el mantenimiento y recuperación de poblaciones viables de especies en sus entornos naturales y, en el caso de las especies domesticadas y cultivadas, en los entornos que hayan desarrollado sus propiedades específicas.

Contaminación de las aguas: Introducción en las aguas sometidas a la jurisdicción nacional, por el hombre, directa o indirectamente, de materia, energía o sustancias de cualquier especie, que produzcan o puedan producir efectos nocivos o peligrosos, tales como la destrucción o daños a los recursos vivos, al litoral de la República, a la vida marina, a los recursos hidrobiológicos; peligro para la salud humana; obstaculización de las actividades acuáticas, incluida la pesca y otros usos legítimos de las aguas; deterioro de la calidad de agua para su utilización, y menoscabo de los lugares de esparcimiento y del medio ambiente marino.

Contaminación: La presencia en el ambiente de sustancias, elementos, energía o combinación de ellos, en concentraciones y permanencia superiores o inferiores, según corresponda, a las establecidas en la legislación vigente.

Contaminante: Todo elemento, compuesto, sustancia, derivado químico o biológico, energía, radiación, vibración, ruido o una combinación de ellos, cuya presencia en el ambiente, en ciertos niveles, concentraciones o períodos de tiempo, pueda constituir un riesgo para la salud de las personas, a la calidad de vida de la población, a la preservación de la naturaleza o a la conservación del patrimonio ambiental.

Corteza terrestre: Envoltura sólida y externa del globo terrestre, donde se registran los mayores procesos geológicos y geodinámicos. En los continentes, el espesor de la corteza varía entre 25 y 30 km. En el caso de los Andes, este espesor alcanza hasta 70 km. En el fondo marino, este espesor varía entre 5 y 15 km.

Costado: Cada uno de los lados del casco del buque; el derecho mirando a proa se llama estribor, y el izquierdo, babor.

Crujía: Ver plano de crujía.

Cultivo abierto: Actividad de acuicultura en la cual la producción de recursos hidrobiológicos se realiza aprovechando el ciclo biológico de especies, como las anádromas y catádromas, que permite que una o más de las fases del cultivo se realice en áreas no confinadas.

Cultura de prevención: El conjunto de actitudes que logra una sociedad al interiorizarse en aspectos de normas, principios, doctrinas y valores de seguridad y prevención de desastres, que al ser incorporados en ella, la hacen responder de manera adecuada ante las emergencias o desastres de origen natural o tecnológico.

Curva evolutiva: Trayectoria descrita por el centro de gravedad de un buque, cuando se le hace girar manteniendo un régimen de máquinas y un ángulo de timón constante.

Damnificado: Persona afectada parcial o íntegramente por una emergencia o desastre y que ha sufrido daño o perjuicio a su salud o en sus bienes, en cuyo caso generalmente ha quedado sin alojamiento o vivienda en forma total o parcial, permanente o temporalmente, por lo que recibe temporalmente refugio y ayuda humanitaria. No tiene capacidad propia para recuperar el estado de sus bienes y patrimonio.

Dársena: Parte de las aguas navegables de un puerto resguardada artificialmente de las aguas exteriores, para permitir la operación de los buques (carga y descarga, reparaciones, etc.).

Deriva (Sway): Movimiento de un buque consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección de su eje horizontal principal perpendicular al plano de crujía, pasando por su centro de gravedad.

Derrota de dos direcciones: Derrota claramente delimitada, dentro de la cual se establece el tráfico en ambas direcciones, destinada a proporcionar a los buques tránsito seguro por aguas en que la navegación es difícil o peligrosa.

Derrota en aguas profundas: Derrota claramente delimitada que ha sido hidrografiada con precisión para determinar las sondas y la posible presencia de obstáculos sumergidos, tal como se indica en la carta.

Derrota recomendada: Derrota en anchura indefinida, destinada a facilitar la navegación a los buques en tránsito y frecuentemente marcada por boyas en la línea axial.

Derrota: Rumbo o dirección que llevan los barcos en su navegación.

Desastre: Una interrupción grave en el funcionamiento de una comunidad causando grandes pérdidas a nivel humano, material o ambiental, suficientes para que la comunidad afectada no pueda salir adelante por sus propios medios, necesitando apoyo externo. Los desastres se clasifican de acuerdo a su origen (natural o tecnológico).

Desatracar: Maniobra para separarse de un muelle.

Descarga: Se entiende cualquier fuga procedente de un buque y comprende todo tipo de escape, evacuación, derrame, fuga, achique, emisión o vaciamiento. Transferencia de carga desde una nave a muelle.

Descargas de residuos líquidos: Es la evacuación o vertimiento de residuos líquidos a un cuerpo de agua receptor, como resultado de un proceso, actividad o servicio de una fuente emisora.

Descuello: Distancia entre los buques amarrados a una misma alineación de un muelle, medida por su proyección sobre el eje longitudinal del muelle.

Desplazamiento en lastre (ballast displacement, Δl): Peso de un buque incluyendo pertrechos, provisiones, tripulación, combustible y agua. No lleva carga pero si el mínimo peso de lastre para que el buque pueda navegar y maniobrar con seguridad.

Desplazamiento en rosca (lightweight displacement Δr): Peso total de un buque según sale del astillero, sin pertrechos, provisiones, tripulación, combustible y agua. En estas condiciones el buque no puede navegar.

Desplazamiento máximo (maximum displacement Δm): Peso total del buque cuando está cargado a la máxima carga permitida.

Desplazamiento: Peso del volumen de agua desalojado por el buque en una determinada flotación.

Desviación lateral: Desviación lateral de un buque para un cierto cambio de rumbo es la distancia que se desplaza su centro de gravedad en dirección perpendicular al rumbo original.

Dique seco: Cavidad practicada bajo el nivel del mar dentro de la que se pueden introducir uno o varios buques para, una vez puestos en seco, proceder a realizar cualquier trabajo que no se pueda realizar bajo el agua (reparación, construcción, limpieza, etc.).

Dirección establecida del tráfico: Una representación del tráfico que indica el sentido de éste, según lo establecido dentro de un dispositivo de separación del tráfico.

Dirección recomendada del tráfico: Una representación del tráfico que indica el sentido recomendado de éste donde no es práctico o es innecesario adoptar una dirección establecida del tráfico.

Dispositivo de separación de tráfico: Medida de organización del tráfico destinada a separar corrientes de tráfico opuestas por medios adecuados o mediante el establecimiento de vías de circulación.

Distancia de parada: Espacio avante recorrido por el buque en una maniobra de parada contado desde el momento en que se inicia la maniobra.

Duración: Duración de un determinado valor umbral de una variable en el tiempo que transcurre entre dos pasos consecutivos de su valor por el umbral prefijado.

Eje de circulación recomendado: Derrota que ha sido especialmente inspeccionada para garantizar, en la medida de lo posible, que está libre de peligros y por la cual se aconseja a los buques navegar.

Elementos en riesgo: La población, las construcciones, las obras de ingeniería, actividades económicas y sociales, los servicios públicos e infraestructura en general, con grado de vulnerabilidad.

Emergencia: Estado de daños sobre la vida, el patrimonio y el medio ambiente ocasionados por la ocurrencia de un fenómeno natural o tecnológico que altera el normal desenvolvimiento de las actividades de la zona afectada.

Epicentro: Es la proyección del foco sísmico o hipocentro en la superficie terrestre. Generalmente, se expresa en coordenadas geográficas, o alguna otra referencia.

Esclusa: Recinto dotado de puertas de entrada y salida que se construye en un canal de navegación para que los barcos puedan pasar de un tramo a otro de diferente nivel de agua, llenando o vaciando de agua el espacio comprendido entre las dos puertas.

Escoben: Agujeros situados a uno y otro lado de la roda de un buque o elemento flotante por donde pasan los cables o cadenas que sujetan el ancla, y en donde queda varada la caña del ancla.

Escora: Inclinación que toma un buque con respecto a un eje longitudinal situado en el plano de crujía pasando por su centro de gravedad.

Eslora entre perpendiculares (LBP): Distancia medida sobre el plano de crujía entre la perpendicular de proa y la perpendicular de popa.

Eslora total: Longitud máxima del casco del buque medida de proa o popa.

Especies anádromas: Aquellas especies hidrobiológicas cuyo ciclo de vida se inicia en aguas terrestres para posteriormente migrar al mar, lugar donde crecen y se desarrollan

hasta que alcanzan su madurez sexual, etapa en que vuelven a sus cursos de origen completando su ciclo con el proceso reproductivo, y en algunos casos luego de ocurrido éste, mueren.

Especies catádromas: Aquellas especies hidrobiológicas cuyo ciclo de vida se inicia en el mar, lugar desde donde migran a cursos de agua dulce, en donde crecen y se desarrollan hasta volver a las aguas de origen cuando han alcanzado su madurez sexual, donde completan el proceso reproductivo.

Estado trófico o de trofía: Es la categoría de calidad que representa el estado productivo biológico determinado por la cantidad de nutrientes y los factores físicos y químicos de un curso o cuerpo de agua continental superficial o marino.

Estados límites últimos: Modos de fallo (colisión, impactos, varadas, etc.) que pueden presentarse en la operación de un buque.

Estribor: Es el nombre del costado o banda del buque que queda a la derecha mirando hacia proa.

Evaluación de daños y análisis de necesidades: Identificación y registro cualitativo y cuantitativo, de la extensión, gravedad y localización de los efectos de un evento adverso. Es parte de la evaluación o estimación de riesgo.

Extinción de la arrancada: La extinción de la arrancada es la maniobra que se efectúa para parar el buque. Si se realiza parando las máquinas se denomina extinción natural y si efectúa con máquinas en marcha atrás se denomina extinción forzada.

Falla geológica: Grieta o fractura entre dos bloques de la corteza terrestre, a lo largo de la cual se produce desplazamiento relativo, vertical u horizontal. Los procesos tectónicos generan las fallas.

Fallas activas: Son aquellas de la era cuaternaria.

Fallas inactivas: Son las que han registrado una actividad sísmica antes de la era cuaternaria.

Fase de construcción: Período que va desde el comienzo de la construcción del Área de Navegación o Flotación hasta su entrada en servicio.

Fase de servicio: Período que comienza al finalizar la construcción del Área de Navegación o Flotación, desde su puesta en servicio hasta su inutilización, abandono o cambio de uso.

Fauna bentónica: Organismos fijos al fondo del mar o de los lagos que permanecen en los sedimentos toda su vida.

Fauna Ictica: Corresponde a las especies de peces presentes en un cuerpo de agua.

Fenómeno natural: Todo lo que ocurre en la naturaleza, puede ser percibido por los sentidos y ser objeto del conocimiento. Además del fenómeno natural, existe el tecnológico o inducido por la actividad del hombre.

Fondeadero: Paraje de profundidad y condiciones suficientes para que un barco pueda dar fondo y quedar fijado por mediación de sus anclas.

Fondear: Maniobra de dejar caer el ancla al fondo para asegurar una embarcación.

Franco bordo: Altura de la parte emergida del casco del buque desde la línea de flotación hasta la cubierta principal, medida en las bandas en la cuaderna maestra.

Gálibo: Espacio aéreo libre necesario para la navegación de los buques.

Garrear: Arrastre de un ancla por el fondo del mar cuando no se ha hecho firme en el terreno.1

Gestión (administración) del riesgo de desastres: La aplicación sistemática de administración de políticas, procedimientos y prácticas de identificación de tareas, análisis, evaluación, tratamiento y monitoreo de riesgos. La tarea general de la gestión del riesgo debe incluir tanto la estimación de un riesgo particular como una evaluación de cuán importante es.

Guiñada (Yaw): Movimiento de un buque consistente en un giro alrededor del eje vertical principal que pasa por su centro de gravedad. Desviación de la proa del buque hacia un lado u otro del rumbo a que se navega. Variación de la dirección de la proa de un buque cuando está fondeado.

Hábitat: Lugar de condiciones apropiadas para que viva un organismo, especie o comunidad animal o vegetal.

Hélice transversal: Hélice situada transversalmente al plano de crujía del buque, emplazada dentro de un túnel que atraviesa la obra viva del buque en las proximidades de la proa o la popa.

Hélice: Conjunto de aletas helicoidales que giran alrededor de un eje y que al girar producen un empuje que hace mover al buque.

Hipocentro: Lugar donde se originan las ondas vibratorias como efecto del movimiento sísmico. Es sinónimo de foco sísmico, lugar donde se genera un sismo.

Hidrocarburos: Se entiende el petróleo en todas sus manifestaciones, incluidos los crudos de petróleo, el fuel-oil, los fangos, residuos petrolíferos y los productos de refinación (distintos de los de tipo petroquímico que están sujetos a las disposiciones del Anexo II del Convenio MARPOL 73/78).

Humedales: Superficies cubiertas de aguas sean éstas de régimen natural o artificial, permanente o temporal, estancado o corriente, dulce, salobre o salado, incluidas las extensiones de agua marina cuya profundidad de marea baja no exceda de 6 m. Incluye las siguientes categorías: vegetación herbácea permanente inundada a orillas de ríos, marismas herbáceas temporalmente inundadas por el mar; ñadis herbáceos y arbustivos, hualves, turbales, mallines, bofedales, vegas.

Intervención antrópica: Intervención del hombre que altera la calidad de las aguas mediante actividades tales como la modificación de la morfología del borde costero en un cuerpo de agua o en la porción intervenida, extracción de caudal, o descarga directa o difusa de contaminantes a cuerpos o cursos de agua receptores.

Licuación: Transformación de un suelo granulado, principalmente arena, en estado licuado, en general causada por el sacudimiento que produce un terremoto.

Límite de marea: Punto situado en un río en el que se anula el efecto de las mareas.

Línea de separación: Zona o línea que separa vías de circulación de buques que navegan en direcciones opuestas o casi opuestas; o que separa una vía de circulación de la zona marítima adyacente; o que separa vías de circulación designadas para determinadas clases de buques que navegan en la misma dirección.

Magnitud: Medida de la fuerza de un sismo expresado en términos de la cantidad de energía liberada en el foco sísmico o hipocentro. Clasifica los sismos por la medida de las amplitudes y periodos de las ondas registradas en las estaciones sismográficas. Existen muchas escalas, dependiendo del tipo de ondas sísmicas medidas. Son escalas continuas y no tienen límites superior o inferior. La más conocida y frecuentemente utilizada es la escala Richter.

Manga: Anchura mayor del buque.

Maniobra de parada: Maniobra que se efectúa para parar el buque. Ver extinción de la arrancada.

Mantenimiento: Fase en la que se realizan obras para conservar los requerimientos de espacios de agua o aéreos de las Áreas de Navegación y Flotación.

Manuales de operación: Procedimientos simplificados que facilitan la aplicación de las Normas de Operación a un Área concreta.

Marea astronómica: Marea debida a las atracciones gravitatorias de la luna, el sol y demás cuerpos astrales. Su intensidad está en íntima relación con la posición relativa que el sol y la luna tienen respecto a la tierra.

Marea astronómica no significativa: Marea astronómica cuya Unidad de Altura es igual o menor de 0,50 m.

Marea astronómica significativa: Marea astronómica cuya Unidad de Altura es mayor de 0,50 m.

Marea de sicigias: Marea que se produce durante las lunas llena o nueva. La amplitud de la marea tiende a aumentar en esta época, pero por lo general con un retardo que se conoce con el nombre de edad de la desigualdad de la fase. El promedio de altura de la pleamar o bajamar de sicigias se denomina, pleamar o bajamar de sicigias. La amplitud de sicigias es, por lo general, de 10 a un 30% mayor que la amplitud media del lugar. También se conocen como Mareas Vivas.

Marea meteorológica: Cambios en la profundidad de agua en un punto debidos a variaciones de la presión atmosférica, así como a los producidos por la acción del viento.

Masa añadida: Masa de agua que se desplaza con el buque en su movimiento.

Metal disuelto: Metal cuya medición se realiza luego que la muestra ha sido filtrada a través de un poro de 0,40 a 0,45 micrómetros de diámetro.

Metal esencial: Metal requerido por los organismos vivos para su supervivencia por ser constituyentes de proteínas esenciales para la fisiología celular.

Método determinístico: Método de dimensionamiento basado en la utilización de tablas o formulaciones matemáticas que conducen a un resultado concreto y cierto, no asociado a probabilidades de presentación.

Método semiprobabilístico: Método de dimensionamiento basado en el análisis estadístico de datos que conducen a resultados asociados a probabilidades de presentación.

Mitigación: Reducción de los efectos de un desastre, principalmente disminuyendo la vulnerabilidad. Las medidas de prevención que se toman a nivel de ingeniería, dictado de normas legales, la planificación y otros, están orientados a la protección de vidas humanas, de bienes materiales y de producción contra desastres de origen natural, biológicos y tecnológicos.

Muelle: Obra o facilidad construida en la orilla del mar o de un río navegable que sirve para facilitar la carga y descarga de los buques y otro tipo de operaciones.

Nivel cero del puerto: Nivel de referencia que se suele utilizar con carácter local en cada puerto y que habitualmente no coincide con el nivel cero de los planos topográficos de ámbito general ni con el de las cartas náuticas.

Nivel máximo de las aguas exteriores en condiciones de operación: Nivel máximo esperable de las aguas en condiciones de operación, tomando en consideración las mareas astronómicas y meteorológicas y los regímenes fluviales, en su caso.

Nivel medio de operación de las aguas libres exteriores: Nivel medio de las aguas tomando en consideración las mareas astronómicas y meteorológicas y los regímenes fluviales, en su caso.

Norma de emisión: Es la que establece la cantidad máxima permitida para un contaminante medido en el efluente de la fuente emisora.

Norma primaria de calidad ambiental: Son aquéllas que establecen los estándares o valores de las concentraciones y períodos máximos y mínimos permisibles de elementos, compuestos, sustancias, derivados químicos o biológicos, energías, radiaciones, vibraciones, ruidos, o combinación de ellos, cuya presencia o carencia en el ambiente pueda constituir un riesgo para la vida o salud de la población, definiendo los niveles que originan situaciones de emergencia.

Norma secundaria de calidad ambiental: Son aquéllas que establecen los valores de las concentraciones y períodos, máximos o mínimos permisibles de sustancias, elementos, energía o combinación de ellos, cuya presencia o carencia en el ambiente pueda constituir un riesgo para la protección o conservación del medio ambiente, o la preservación de la naturaleza.

Norma técnica ambiental: Instrumento reglamentario que contiene un conjunto de condiciones técnicas que deben cumplirse en diseño, construcción y operación de actividades o procesos las cuales previenen la contaminación. Las normas técnicas deben ser elaboradas o son dictadas por un organismo competente.

Normas de operación: Normas que regulan las operaciones náuticas (y por extensión otros tipos de operaciones) a realizar en las Áreas de Navegación y Flotación.

NRS: Nivel de Reducción de Sondas. Es el plano al cual están referidas las sondas o profundidades de una localidad. Las necesidades de navegación requieren que la carta náutica en la cual se insertan las sondas muestre la mínima profundidad que se puede encontrar en un punto, por lo tanto, usualmente se adopta como dátum de la carta algún nivel relacionado con las bajamares. Al no existir uniformidad en cuanto a la elección de este plano, se reconoció internacionalmente que el dátum de marea de la carta náutica debería ser "un plano tan bajo que la marea rara vez descienda bajo él". Normalmente, el dátum de la carta náutica es también el dátum utilizado en las predicciones de marea que se incluyen en las tablas de marea.

Cada país adopta el N.R.S. de acuerdo con las características del régimen de marea de sus costas. Dado que el tipo de marea predomina en el litoral chileno corresponde al de "marea semidiurna mixta", se adoptó para nuestras costas como nivel de reducción de sondas el plano determinado por la mayor bajamar en sicigias estando la Luna en el perigeo.

Al igual que otros planos mareales, la exactitud que se obtenga en la determinación del N.R.S. dependerá de lo extenso del período durante el que se observó la marea.

De acuerdo a este criterio conservador, al disponerse de una serie de observación de la marea de corto período, una buena aproximación en la determinación del N.R.S. la entrega el nivel que alcanza la mayor bajamar observada en el período.

Obra muerta: Parte del casco de un buque, que está por encima de la línea de flotación.

Obra viva: Parte del casco de un buque, que está por debajo de la línea de flotación.

Onda de marea: Diagrama que relaciona las variaciones de la profundidad de agua en un punto debidas a la acción de la marea con el tiempo.

Ondas largas: Ondas generalmente de pequeña amplitud en mar abierto y gran período (>20-30 s) producidas por la presión atmosférica, variaciones bruscas del viento o por la existencia de grupos de olas.

Orzar: Llevar la proa hacia el viento

Pantalán: Muelle que avanza en el mar

Par adrizante: Momento de fuerzas que tienden a que el buque recupere la estabilidad transversal volviendo a su posición de equilibrio.

Peligro: La probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o tecnológico potencialmente dañino, para un periodo específico y una localidad o zona conocidas. Se identifica, en la mayoría de los casos, con el apoyo de la ciencia y tecnología.

Período de marea: Intervalo de tiempo que transcurre entre el paso de dos cruces ascendentes del nivel de agua en la onda de marea con el nivel del mar.

Placas tectónicas: Fragmentos del globo terrestre, formados por la corteza y el manto superior, con un espesor aproximado de 100 km, que se mueven separándose o colisionando entre sí o actuando lateralmente, inducidos por la alta diferencia de temperatura entre las zonas profundas del manto y las capas cercanas a la superficie. Hay placas continentales y submarinas.

Plan de contingencia: Es un instrumento de gestión que define los objetivos, estrategias y programas que orientan las actividades institucionales para la prevención, reducción de riesgos, atención de emergencias y rehabilitación en caso de desastres, permitiendo disminuir o minimizar los daños, víctimas y pérdidas que podrían ocurrir a consecuencia de fenómenos naturales, tecnológicos o de la producción industrial, potencialmente dañinos.

Plan de manejo y explotación: Éste comprende todas las actividades susceptibles de ser autorizadas a la o las organizaciones titulares del área, dentro del marco de la Ley General de Pesca y Acuicultura y los reglamentos que se apliquen sobre un área de manejo.

Plan general de administración: Documento básico que contiene los fundamentos que sustentan el establecimiento del área, proporciona estrategias para alcanzar los objetivos de administración del parque o reserva en un período de tiempo y constituye el marco conceptual y operativo en que se insertan todos los programas y acciones que se desarrollen en el área.

Plano de crujía: Plano vertical longitudinal que pasa por el centro del buque de proa a popa.

Popa: Parte trasera de un buque.

Potencia al freno: Potencia del propulsor de un buque medida en la brida de acoplamiento de salida de la máquina durante las pruebas en banco.

Prevención: El conjunto de actividades y medidas diseñadas para proporcionar protección permanente contra los efectos de un desastre. Incluye entre otras, medidas de ingeniería (construcciones sismorresistentes, protección ribereña y otras) y de legislación (uso adecuado de tierras, del agua, sobre ordenamiento urbano y otras).

Proa: Parte delantera de un buque.

Probabilidad de excedencia: Probabilidad de que una variable exceda de un valor determinado.

Profundidad de agua: Altura de agua existente en un área.

Profundidad nominal: Profundidad mínima de agua requerida en una zona para el Buque de Diseño.

Programa de control o vigilancia: Programa sistemático de monitoreo o conjunto de ellos, destinado a caracterizar, medir, controlar o evaluar la variación de la calidad de las aguas en un periodo de tiempo y en un espacio determinado.

Propulsor: Mecanismo de un buque que genera la fuerza de empuje necesaria para el movimiento.

Puntal: Altura del casco del buque desde la quilla hasta la cubierta principal, medida en las bandas en la cuaderna maestra.

Punto giratorio: Punto situado en el plano de crujía de un buque en el que el vector velocidad está dirigido en todo momento según el plano de crujía.

Quilla: Pieza longitudinal en la parte más inferior del casco del buque, que corre de proa a popa y de la que arrancan las cuadernas.

Racon: Abreviatura de Radar Responder Beacon. Sistema activo de reflejo de las ondas del radar, que, al recibirlas, emite una señal radioeléctrica, generalmente una letra del alfabeto Morse, que identifica el faro, baliza o lugar donde está instalado.

Recursos bentónicos: Corresponde a aquellos recursos hidrobiológicos integrados por aquellas especies de invertebrados bentónicos y algas.

Régimen de duraciones: Régimen de duraciones de una variable es la función de distribución de la “duración” de la variable en un intervalo de tiempo (año, estación, mes, etc.). Ver duración.

Régimen de excedencias: Régimen de excedencias de una variable es la función de distribución que relaciona los valores máximos previsibles de una variable con su probabilidad de no excedencia en un período determinado.

Régimen extremal: Régimen extremal de una variable es la función de distribución del valor extremo de la variable, considerando un sólo valor representativos del intervalo de tiempo considerado.

Régimen hidráulico no significativo: Régimen hidráulico cuya carrera sea igual o menor de 1,00 m

Régimen hidráulico significativo: Régimen hidráulico cuya carrera sea mayor de 1,00 m.

Régimen medio: Régimen medio de una variable es la función de distribución de la variable en un intervalo de tiempo (año, estación, mes, etc.)

Remolcador: Embarcación auxiliar para la navegación y maniobras de los buques y otros elementos flotantes.

Réplicas: Registro de movimientos sísmicos posteriores a un sismo de una magnitud ligera, moderada y alta.

Resguardo de seguridad aplicado a una dimensión: Cuantificación del Resguardo de Seguridad cuando se trata de una dimensión geométrica. En esta Guía este Resguardo de Seguridad se determina mediante un factor adicional y no mediante un coeficiente multiplicador.

Resguardo de seguridad: Valor en el que debe incrementarse al dimensionamiento efectuado, para tomar en consideración efectos no previstos en el cálculo.

Riego irrestricto: La aplicación controlada de agua cuyas características físicas, químicas y microbiológicas la hacen apta para su uso regular.

Riesgo: Es la estimación o evaluación matemática de pérdidas de vidas, de daños a los bienes materiales, a la propiedad y economía, para un periodo específico y área conocidos, de un evento específico de emergencia. Se evalúa en función del peligro y la vulnerabilidad.

Riesgo admisible: Probabilidad de que se produzca al menos un fallo (contacto, varada, impacto o colisión) de al menos un buque durante la vida útil de la fase del proyecto que se analice.

Riesgo de destrucción total: Riesgo de presentación de daños que afecten significativamente a la operatividad del área que se considere.

Riesgo de inicio de averías: Riesgo de presentación de daños que no afecten significativamente a la operatividad del área que se considere.

Roda: Pieza gruesa y curva que forma la proa de la nave.

Señalización: Disposición en las Áreas de Navegación y Flotación de las señales adecuadas para que sirvan de guía a los usuarios.

Sismicidad: Distribución de sismos de una magnitud y profundidad conocidas en espacio y tiempo definidos. Es un término general que se emplea para expresar el número de sismos en una unidad de tiempo o para expresar la actividad sísmica relativa de una zona o región, para un período dado de tiempo.

Sismo: Liberación súbita de energía generada por el movimiento de grandes volúmenes de rocas en el interior de la Tierra, entre su corteza y manto superior, que se propagan en forma de vibraciones a través de las diferentes capas terrestres.

Sismo inducido: Es el sismo resultante de las actividades propias del hombre, tales como explotación de gas o petróleo del subsuelo; actividades mineras, etc.

Sistema de organización de tráfico: Todo sistema constituido por una o más derrotas y/o medidas de organización del tráfico, destinadas a reducir el riesgo de siniestros; comprende dispositivos de separación del tráfico, derrotas de dos direcciones, ejes de circulación recomendados, zonas a evitar, zonas de navegación costera, confluencias de giro, zonas de precaución y derrotas en aguas profundas.

Sonda: Profundidad obtenida en la operación de sondaje, la cual una vez corregida por la marea se vacía en la carta náutica.

Subducción: Fenómeno que se produce entre dos placas tectónicas cuando al encontrarse una de ellas se desliza por debajo de la otra por la diferencia de densidad, produciendo esfuerzos en las rocas de ambas, con la subsecuente ruptura y descarga súbita de energía en forma de sismos.

Superficie de isocarena: Superficie formada por la intersección del plano correspondiente al nivel de agua de flotación y el casco del buque.

Sustancia contaminante: Toda materia cuyo vertimiento o derrame esté prohibido en conformidad al reglamento.

Tectónica: Ciencia relativamente nueva, rama de la geofísica, que estudia los movimientos de las placas tectónicas por acción de los esfuerzos endógenos. Existen 3 tipos principales de actividad tectónica: de colisión, de separación y de movimiento lateral entre dos placas.

Temblor: En un lugar dado, el movimiento sísmico con intensidad entre los grados III, IV y V de la escala de Mercalli Modificada (MM).

Tenedero: Fondos del mar en los que pueden hacerse firmes las anclas de los buques.

Terremoto: Convulsión de la superficie terrestre ocasionada por la actividad tectónica o por fallas geológicas activas. La intensidad es, generalmente, mayor de VI y VII grados de la escala Mercalli Modificada (MM).

Tiempo de inoperatividad: Tiempo durante el cual un Área permanece total o parcialmente fuera de servicio para determinadas operaciones de buques, por presentarse condiciones climáticas superiores a las establecidas como Condiciones Límites de Operación.

Timón: Pieza de forma sensiblemente plana situada en el codaste de una nave, que al poder girar formando un ángulo con el plano de crujía, sirve para gobernar el buque.

Tiro a punto fijo (Bollard pull): Fuerza horizontal que puede aplicar un remolcador trabajando avante en el supuesto de velocidad nula de desplazamiento.

Tracción a punto fijo: Ver tiro a punto fijo.

Transit: Sistema de posicionamiento de los buques por procedimientos radioeléctricos.

Trimado (asiento): Diferencia entre el calado de un buque a proa y el calado a popa.

Trimado dinámico: Incremento adicional del calado de un buque en relación con el nivel estático del agua, producido por el movimiento del barco a una velocidad determinada.

Tsunami: Nombre japonés que significa “ola de puerto”. Onda marina producida por un desplazamiento vertical del fondo marino, como resultado de un terremoto superficial, actividad volcánica o deslizamiento de grandes volúmenes de material de la corteza en las pendientes de la fosa marina. Es la fase final de un maremoto al llegar a la costa. El Centro Internacional de Alerta de Tsunami en Honolulu, Hawaii, EUA, ha adoptado el término para todo el fenómeno maremoto-tsunami.

Unidad de altura: Altura de la marea sobre el nivel medio del mar los días de mareas vivas equinocciales, cuando la declinación de la luna es nula y ésta y el sol están a sus distancias medias de la tierra.

Vaivén (Surge): Movimiento de un buque consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección del eje horizontal principal situado en el plano de crujía y pasando por el centro de gravedad.

Valor característico de una dimensión: Valor de la dimensión asociado a una probabilidad de excedencia durante la vida del proyecto.

Valor de combinación: Valor representativo de una variable cuando se combina con otras de efecto predominante.

Valor nominal de una dimensión: Valor garantizado de la dimensión correspondiente.

Valor representativo de una dimensión: Valor de la dimensión asociada a su nivel de variación en el tiempo.

Varar: Encallar una embarcación.

Ventana: Período de tiempo de aguas altas, asociado generalmente a la onda de marea, en los cuales la profundidad de agua en el emplazamiento supera a un valor determinado.

Vertido: Se denomina "vertido" al vertido deliberado de basuras u otros materiales desde buques, plataformas y otras estructuras marinas construidas por el hombre, así como el hundimiento deliberado de buques, aeronaves, plataformas u otras construcciones en el mar.

Vía de circulación: Zona claramente delimitada, dentro de la cual se establece el tráfico en dirección única. Los obstáculos naturales, incluidos los que formen zonas de separación, pueden constituir un límite.

Vía de navegación: Ver Vía de Circulación.

Vida útil de una fase de proyecto: Duración de la fase de proyecto de se considera.

Vida útil: Duración de la fase de servicio

Viento aparente: Viento que recibe el buque cuando está en movimiento y cuya dirección e intensidad son los resultantes del viento real y de una velocidad igual y contraria a la del buque.

Vulnerabilidad: Grado de resistencia y/o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro. Puede ser: física, social, económica, cultural, institucional y otros.

Zona a evitar: Medida de organización del tráfico que comprende una zona claramente delimitada en la que la navegación es particularmente peligrosa o en la que es excepcionalmente importante impedir que se produzcan siniestros, y que deban evitar todos los buques o ciertas clases de buques.

Zona de arrancada: Zonas en las que se produce la arrancada o inicio del movimiento del buque.

Zona de dilución de residuos líquidos: Volumen, área o zona donde se produce la dilución de uno o más compuestos o elementos en el cuerpo receptor provenientes de las descargas de residuos líquidos de establecimientos emisores.

Para el caso de las aguas continentales superficiales y aguas marinas, la metodología y las zonas de dilución serán determinadas por la Dirección General de Aguas y por la Dirección General del Territorio Marítimo y Marina Mercante, según corresponda."

Zona de navegación costera: Medida de organización del tráfico que comprende una zona especificada entre la costa y el límite más próximo de un dispositivo de separación del tráfico y que debe ser utilizada de conformidad con los dispuestos en la regla 10 d), en su forma enmendada, del Reglamento internacional para prevenir los abordajes (Reglamento de Abordajes, 1972).

Zona de parada: Áreas en las que se produce la parada o extinción de la arrancada del buque.

Zona de precaución: Medida de organización del tráfico que comprende una zona claramente delimitada en la que los buques han de navegar con especial precaución y dentro de la cual se puede recomendar la dirección del tráfico.

Zona de separación: Zona o línea que separa vías de circulación de buques que navegan en direcciones opuestas o casi opuestas; o que separa una vía de circulación de la zona marítima adyacente; o que separa vías de circulación designadas para determinadas clases de buques que navegan en la misma dirección.

Zona de varada de emergencia: Zona predeterminada a la que se dirige un buque en caso de que el tipo y grado de emergencia que sufra, aconseje varar para evitar daños mayores.

Zonificación sísmica: División y clasificación en áreas de la superficie terrestre de acuerdo a sus vulnerabilidades frente a un movimiento sísmico actual o potencial, de una región, un país.

1.7 TIPOLOGÍA DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

A continuación se presentarán los distintos tipos de estructuras marítimas y costeras y la clasificación de estas. Esta clasificación será utilizada a lo largo de toda la presente guía.

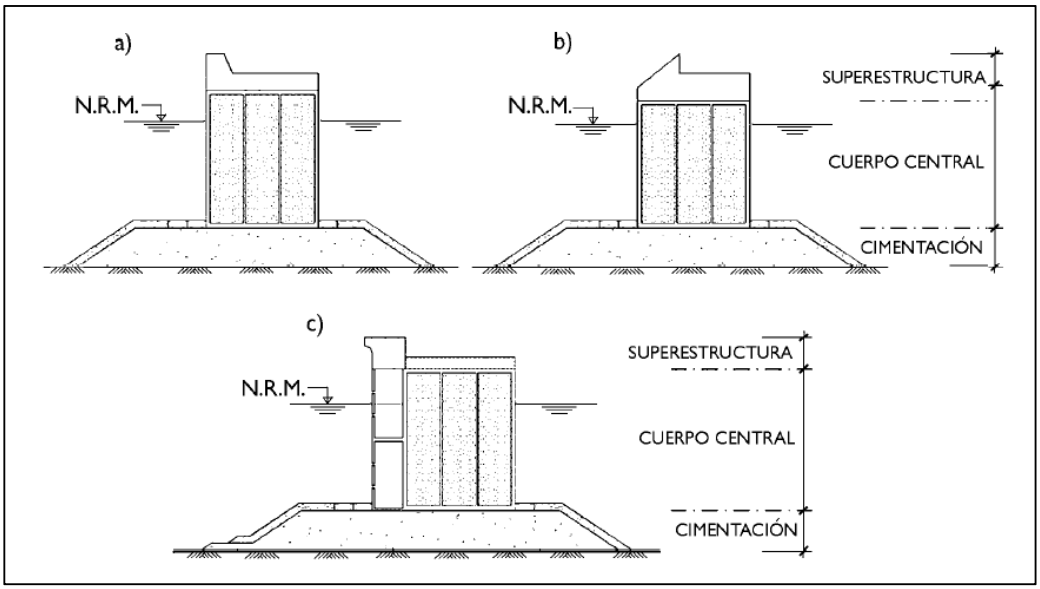
1.7.1 OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCIÓN COSTERA

1.7.1.1 ROMPEOLAS DE GRAVEDAD

1.7.1.1.1 DIQUES VERTICALES

Estructura constituida básicamente por una pared vertical formada, en general, por cajones, bloques o pantallas, apoyados sobre una banqueta de escollera de un cierto espesor. Los esfuerzos que el oleaje produce sobre ellos son: un esfuerzo vertical ascendente (subpresión) y un esfuerzo resultante horizontal de una cierta duración en función del periodo del oleaje y de las características del impacto de la ola contra la pared. Ante estos esfuerzos el dique vertical opone únicamente su propio peso, que juntamente con el coeficiente de rozamiento contra la banqueta de escollera, debe ser suficiente para garantizar su estabilidad.

Figura 1.7.1-1: Esquemas diques verticales

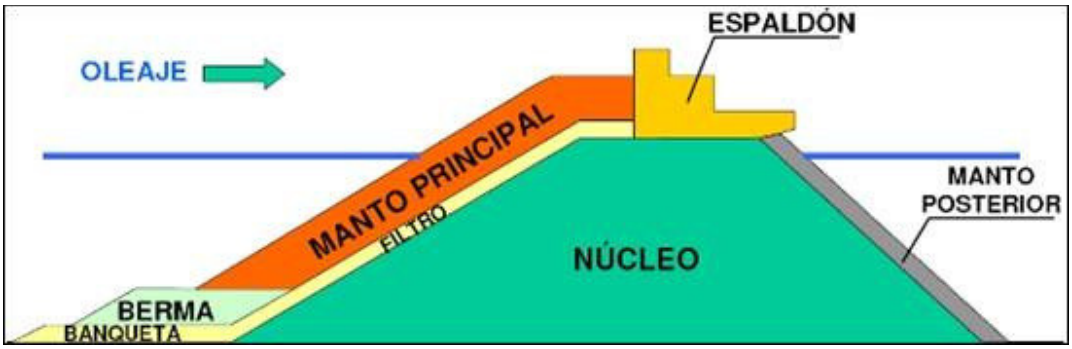


Fuente: Recomendaciones Españolas 1.0-2b

1.7.1.1.2 DIQUES EN TALUD

Un dique en talud está constituido, en general, por un núcleo de escollera no clasificada, que impide la transmisión de energía debido a su baja porosidad, protegida por uno o varios mantos de escollera de tamaños crecientes hacia el exterior a modo de filtro cuya función es evitar la dispersión del núcleo por la acción del oleaje, siendo en definitiva, el último manto exterior (formado por rocas o por elementos prefabricados) el que debe proteger el dique contra los temporales. Es decir, la capacidad resistente del manto exterior o de protección es lo que define la capacidad resistente del dique en su conjunto.

Figura 1.7.1-2: Esquema diques en talud



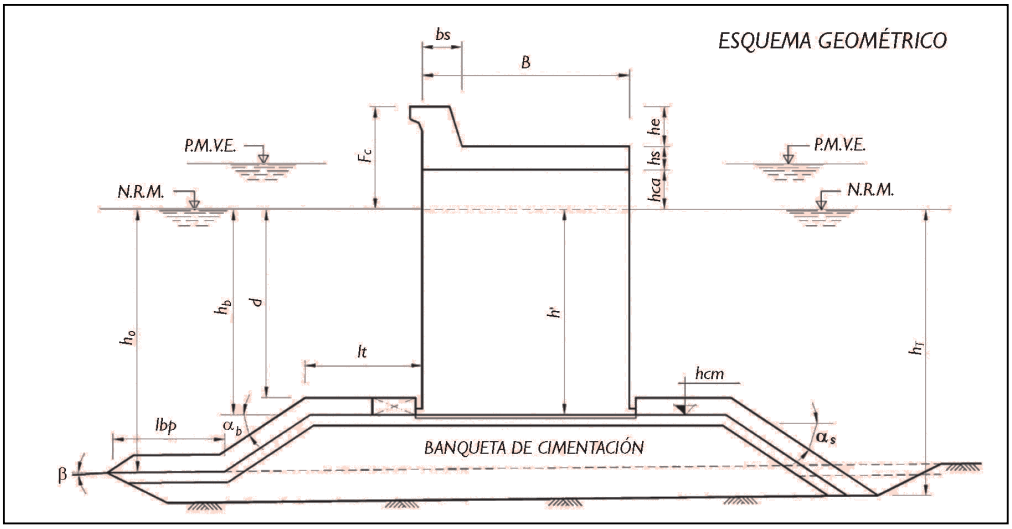
Fuente: http://www.ulavirtual.cl/

1.7.1.1.3 DIQUES MIXTOS

El dique mixto consiste en una muralla vertical (o casi vertical) que se coloca directamente: sobre el fondo del mar, cuando la profundidad es relativamente débil, o sobre un macizo de escollera coronado hasta el nivel de bajamar.

La característica fundamental de estos diques es que las olas se reflejan sobre la muralla en marea alta, mientras rompen contra el dique o contra el talud en marea baja.

Figura 1.7.1-3: Esquema dique mixto



Fuente: Recomendaciones Españolas 1.0-2b

1.7.1.2 ROMPEOLAS FLOTANTE

Son obstáculos para el oleaje que se amarran al fondo del mar, esto es, fondeados. A veces se encadenan varios de ellos. La variable más importante para el diseño es la dimensión horizontal del rompeolas. Al estar estos unidos, realizan una labor de filtración sucesiva del oleaje. Se suelen instalar en el interior de dársenas de puertos deportivos, por ejemplo, para eliminar pequeños oleajes que se pueden originar dentro de la dársena. Pueden estar formados por cajones de hormigón (huecos), de fibra de vidrio, o de neumáticos.

Figura 1.7.1-4: Esquema rompeolas flotante



Fuente: Van den Noort Engineering

1.7.1.3 ROMPEOLAS EXENTO

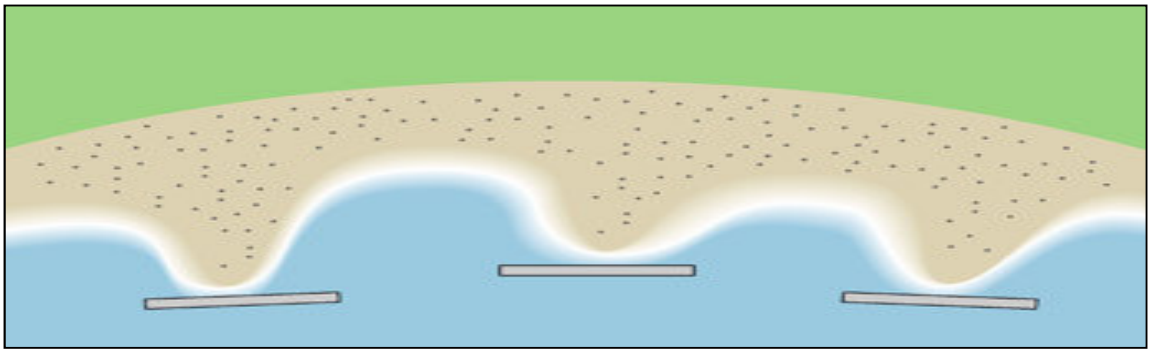
Los rompeolas exentos son, por lo general, orientados aproximadamente paralelos a la costa. También pueden proporcionar una protección para los puertos o las costas erosionables, servir como trampa para sedimentos de la barrera litoral (generalmente conforman tómbolos), o proporcionar una función combinada. Los rompeolas exentos se tratan en general de construcciones de escolleras en talud, aunque se han utilizado tablestaca celular, cajones de hormigón rellenos de rocas, grava o arena, cuña de madera, y diseños de concreto celular flotante.

Figura 1.7.1-5: Rompeolas exento Happisburgh, Norfolk, UK



Fuente: Van der Noort Engineering

Figura 1.7.1-6: Esquema rompeolas exentos

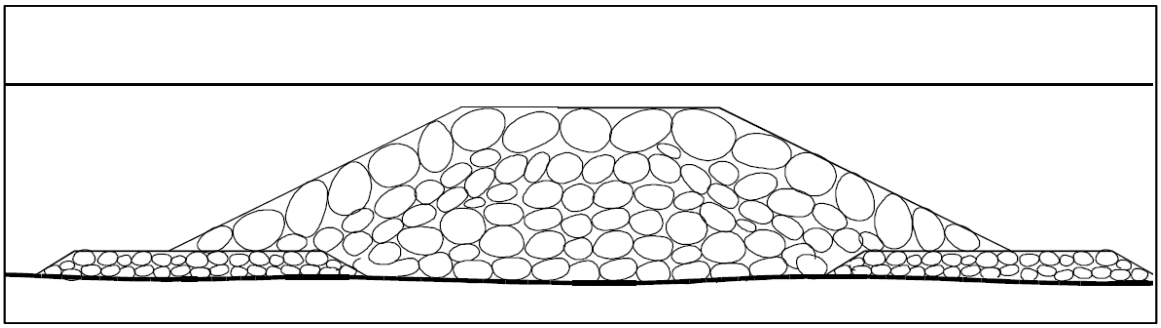


Fuente: Van der Noort Engineering

1.7.1.4 ROMPEOLAS SUMERGIDO

Los rompeolas sumergidos corresponden a obras de protección que suponen un obstáculo a la propagación del oleaje. Se disminuye el calado lo que hace que el oleaje rompa o se refleje, de modo que aguas abajo sólo pase una porción de la energía del oleaje. Generalmente están formados por rocas de dimensiones similares.

Figura 1.7.1-7: Esquema rompeolas sumergido

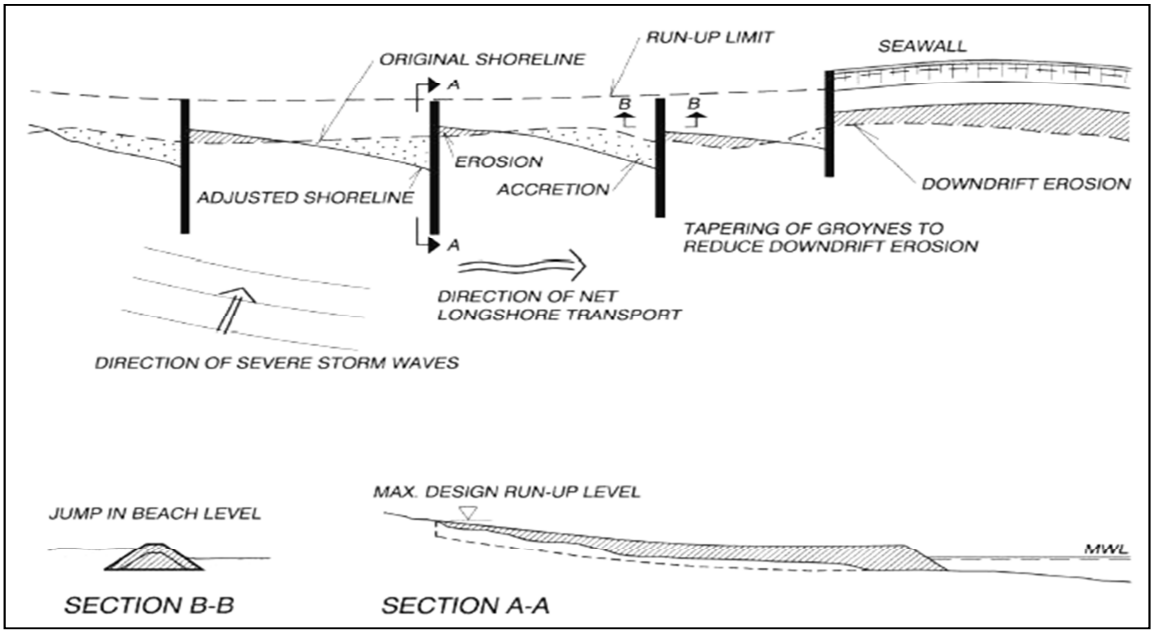


Fuente: Coastal Engineering Manual

1.7.1.5 ESPIGONES

Un espigón es una estructura de protección de la costa para atrapar la deriva longitudinal y construir una playa de protección, retardando la erosión de una playa existente, o prevenir que la deriva longitudinal alcance a algún punto de sedimentación, como un puerto o una entrada. Los espigones son estructuras angostas de diferentes longitudes y alturas, y se construyen generalmente perpendiculares a la costa.

Figura 1.7.1-8: Esquema espigones



Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 1.7.1-9: Canal El Morro, Talcahuano



Fuente: Archivos Propios

1.7.1.6 MUROS COSTEROS

Los muros costeros son estructuras dispuestas normalmente en forma paralela a la línea de costa para separar un área marítima de un área terrestre. El propósito principal de un muro costero es retener el suelo, evitar deslizamientos de tierra hacia el mar y proteger la tierra y las áreas terrestres superiores de la erosión por olas y corrientes. Los muros costeros también pueden servir como punto de amarre y transferencia de carga para embarcaciones.

Figura 1.7.1-10: Muro costero de Galveston



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.7.1-11: Muro costero en talud



Fuente: Archivos Propios

1.7.2 PLAYAS

Dentro de la ingeniería en playas se puede identificar la regeneración de playas naturales y generación de playas artificiales.

La regeneración de playas es un proceso en el cual el sedimento perdido (generalmente arena) a causa del arrastre de la corriente longitudinal, o por erosión, es remplazado por material traído de fuentes fuera de la playa erosionada. Una playa amplia puede reducir el daño de las tormentas a las estructuras costeras mediante la disipación de energía en toda la zona de rompientes.

En cuanto a la generación de playas artificiales, cuando se requiere construir una playa artificial, donde el oleaje incidente debe ser amortiguado para seguridad y confort de los bañistas y/o para impedir que los temporales erosionen la playa, hay dos soluciones básicas: a) encajar la playa entre rompeolas amortiguando el oleaje en el interior de la poza, tanto por difracción como por refracción y b) proteger la costa con rompeolas sumergidos que induzcan el rompimiento de las olas al rebasar su coronación.

Figura 1.7.2-1: Playa Artificial Cangrejo, Antofagasta, II Región



Fuente: Google Earth

1.7.3 OBRAS DE ATRAQUE, AMARRE Y FONDEO

1.7.3.1 GENERAL

El objetivo fundamental de una obra de atraque y amarre es proporcionar a los buques condiciones adecuadas y seguras para su permanencia en puerto y/o para que puedan desarrollarse las operaciones portuarias necesarias para las actividades de carga, estiba, desestiba, descarga y transbordo de pasajeros y vehículos, y que permitan su transferencia entre buques, o entre éstos y tierra u otros medios de transporte

De acuerdo a su tipología estructural las obras de atraque y amarre pueden clasificarse en:

- Muelles
- Duques de alba
- Postes de amarre
- Multiboyas y monoboyas
- Soluciones mixtas
- Estaciones de transferencia a flote

En este capítulo y para conceptos de diseño, se clasificarán las obras de atraque y amarre en función de su tipología estructural.

1.7.3.2 TERMINALES DE ATRAQUE

Un muelle consiste en una estructura la cual deja libre un plano prácticamente vertical de agua desde su línea de borde y que permite el atraque adosado de los buques proporcionando, además, una superficie horizontal apta para las operaciones de carga y descarga.

Existen diversas clasificaciones para este tipo de obras:

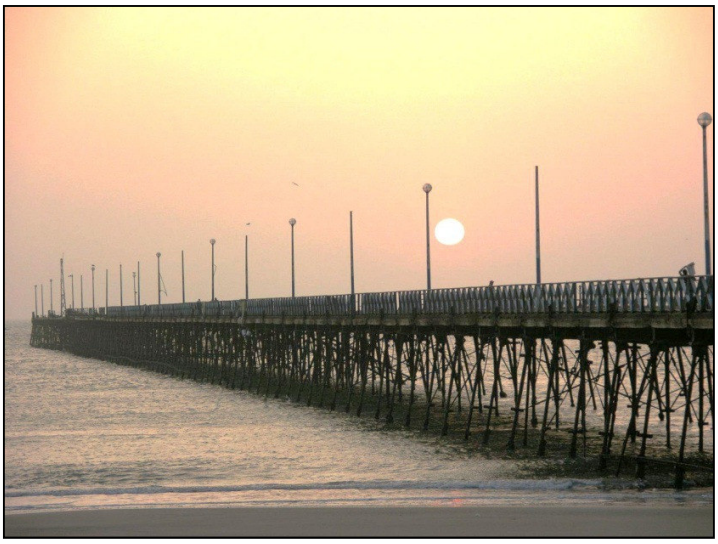
1.7.3.2.1 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SU ORIENTACIÓN

De acuerdo a la orientación de un muelle con respecto a la costa es posible clasificarlo en:

1.7.3.2.1.1 MUELLE DE PENETRACIÓN

Un muelle de penetración, también conocido como pantalán o tipo espigón, es una estructura que se orienta perpendicularmente, o con un cierto ángulo, respecto de la línea de la costa hacia el agua.

Figura 1.7.3-1: Muelle de penetración



Fuente: http://www.wix.com

1.7.3.2.1.2 MUELLE MARGINAL

Un muelle marginal es una estructura orientada normalmente paralela a la costa, y se le denomina también malecón.

Figura 1.7.3-2: Muelle marginal



Fuente: Archivos Propios

1.7.3.2.2 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A SU IMPACTO EN LA DINÁMICA COSTERA

1.7.3.2.2.1 MUELLE TRANSPARENTE

Los muelles fijos transparentes o abiertos son aquellos en las que la estructura está formada por una plataforma sustentada en pilotes o pilas, permitiendo el paso del flujo del agua. Siendo este el paramento que conforma la línea de atraque no continuo o el puente de acceso.

Cambios en el régimen marítimo existente en el muelle y en el ambiente adyacente son relativamente menores en el caso de estructuras de atraque transparentes, dado que ellas presentan una menor obstrucción a los flujos de corrientes y las olas.

En el caso de que exista un relleno adyacente, la plataforma supone la prolongación de la coronación del relleno sobre el talud del mismo hasta que alcanza la línea de atraque.

Figura 1.7.3-3: Muelle transparente



Fuente: http://www.viajeros.com

En función de la forma en que la estructura resiste las acciones y las transmite al terreno de cimentación se dividen en:

1.7.3.2.2.1.1 Muelle de Pilotes

La estructura resistente está formada por una plataforma sustentada en pilotes verticales y/o inclinados y, en el caso de que exista un relleno adosado, puede complementarse con una estructura de contención de tierras y de unión con la plataforma en la coronación del talud. También pueden disponerse anclajes que unan la plataforma a los pilotes con el objeto de mejorar la capacidad resistente de la obra ante cargas horizontales.

Las solicitaciones verticales son resistidas en este tipo de muelle por los pilotes, los cuales se apoyan en el suelo transmitiendo su carga por intermedio de la presión de punta, el roce del pilote enterrado o una combinación de ambos. Las solicitaciones horizontales pueden ser resistidas por momento en los pilotes en el caso de muelles de pilotes verticales o a través de esfuerzos de tracción y compresión en el caso de muelles que presenten cuplas de pilotes inclinados.

1.7.3.2.2.1.2 Muelle de Pilas

La estructura resistente se diferencia de la de pilotes porque está formada por una plataforma apoyada en pilas, generalmente constituidas por estructuras de gravedad.

La resistencia de las cargas verticales y horizontales de uso y explotación y su transmisión a la cimentación se realiza a través de las pilas, mediante su propio peso y la resistencia al deslizamiento en el contacto estructura-cimiento. En general, la plataforma no se dimensiona para resistir las grandes acciones horizontales de atraque y amarre que se aplican directamente a las pilas.

Dado que las pilas generalmente son obras de gravedad, esta tipología estructural requiere suelos de cimentación de elevada capacidad portante, localizados a niveles accesibles. Estos suelos pueden ser tanto naturales como mejorados o rellenos de sustitución. Se recomienda que los apoyos de los tableros sobre las pilas sean isostáticos, para absorber mejor los asentamientos diferenciales entre ellas.

1.7.3.2.2.1.3 Otras Tipologías

Otro tipo de obras fijas abiertas es el de las estructuras metálicas rigidizadas en el plano horizontal mediante la disposición de elementos en celosía que se apoyan en el fondo mediante pilotes hincados. Son los llamados"jackets". Su uso más común es el de plataformas marinas de investigación o extracción de petróleo aunque también se construyen como obras de atraque y amarre.

1.7.3.2.2.2 MUELLE OPACO

Los muelles opacos o cerrados son aquellos en las que la parte estructural conforma un paramento continuo vertical o cuasivertical de la línea de atraque desde la superestructura a la cimentación. Generalmente no permiten el flujo importante de agua a través de su estructura. Aunque en algunas ocasiones este paramento puede disponer de huecos con objeto de reducir la posibilidad de reflexiones debidas a la acción del oleaje. En caso de internarse en el mar, manteniendo su condición de opacidad, en Chile se les conoce también como Espigones.

Figura 1.7.3-4: Muelle opaco



Fuente: Archivos Propios

En función de la forma en que la estructura resiste las acciones y las transmite al terreno de cimentación, se dividen en:

1.7.3.2.2.2.1 Muelle de Gravedad

Los muelles de gravedad contienen el terreno posterior mediante su propio peso. En general, las estructuras de gravedad son usadas cuando el fondo del mar es de buena calidad. Pueden ser utilizados en roca, arena densa o arcilla dura, en la fundación cercana al nivel de dragado. Algunos tipos pueden ser fundados en suelos débiles si los asentamientos resultantes son aceptables o si el suelo es dragado y reemplazado con un material granular o escombros. Los muros de gravedad son construidos detrás de una ataguía, en seco, y, por lo general, construido in situ, pero la mayoría de los muros están construidos en el agua por un método utilizado sólo en las obras marítimas, en el cual grandes unidades prefabricadas son levantadas o transportadas flotando a su posición y son instaladas en una cama preparada bajo agua.

1.7.3.2.2.2.2 Muelle-Pantalla

En los muelles de pantalla, la estructura transmite las acciones horizontales debido al terreno y la totalidad, o parte de las cargas de uso, mediante su empotramiento o mediante el apoyo en el terreno de cimentación y la disposición de anclajes en el trasdós, lo que permite el equilibrio de los empujes generados por el terreno de cimentación y por el relleno a ambos lados de la pantalla, combinados con la acción o reacción de los anclajes. Este tipo de estructura está especialmente indicada en terrenos arenosos y limosos, se puede utilizar en terrenos cohesivos blandos.

1.7.3.3 TERMINALES DE BOYAS

1.7.3.3.1 TERMINAL MONOBOYAS

Las monoboyas, como su nombre lo indica, son estructuras individuales, ancladas al lecho marino, que permiten amarrar embarcaciones en zonas con escasa protección marítima. La monoboya le entrega libertad de giro a la embarcación. Algunas incluso disponen de equipamiento para la carga y descarga de combustibles a través de mangueras submarinas flexibles

Figura 1.7.3-5: Monoboya Repsol, España

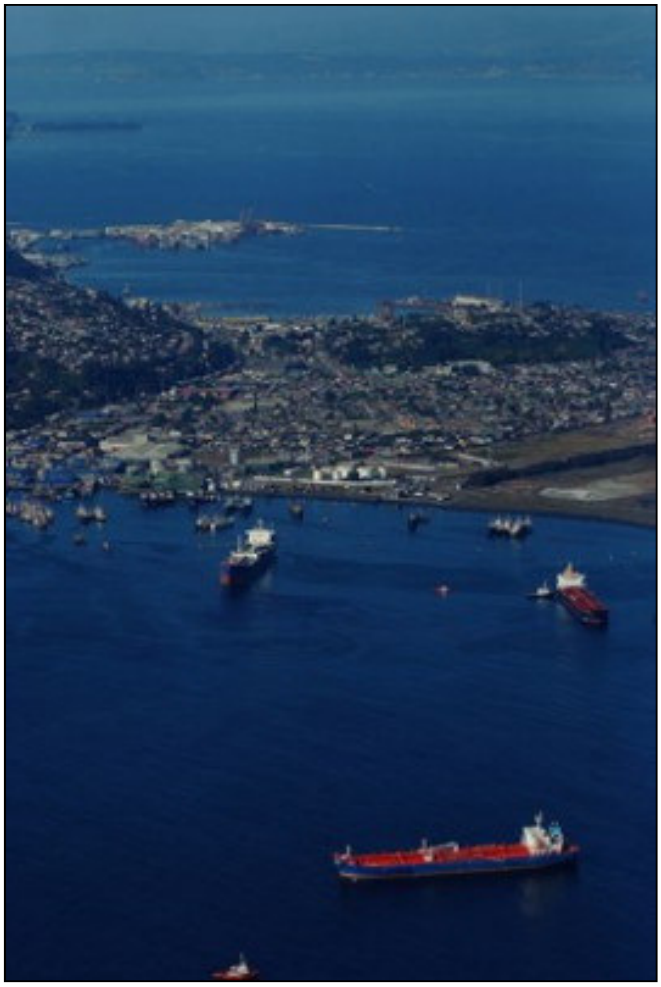


Fuente: www.bluemarine.com.mx

1.7.3.3.2 TERMINAL MULTIBOYAS

Los sistemas multiboyas, comúnmente denominados MBM por las siglas del inglés Multi Buoy Mooring System,.corresponden a disposiciones que posibilitan el amarre de una nave simultáneamente a varias boyas, con el objeto de limitar los movimientos del buque amarrado. Son instalaciones portuarias formadas por boyas generalmente para la carga o descarga de graneles líquidos.

Figura 1.7.3-6: Terminal multiboya Enap, Chile



Fuente: www.revistanos.cl

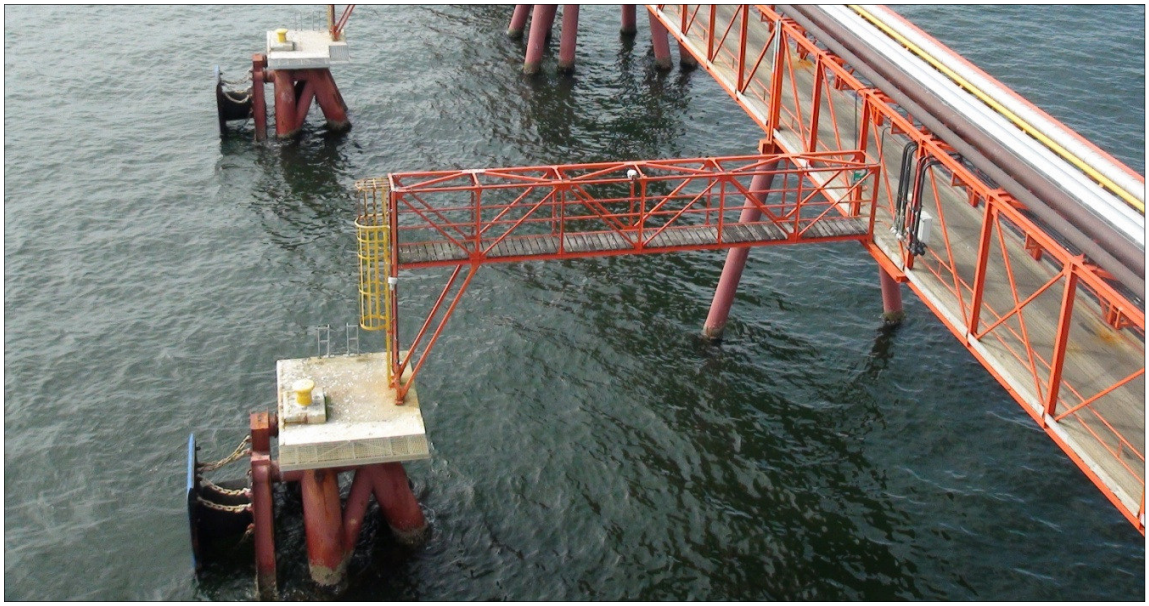
1.7.3.4 DUQUES DE ALBA

Los duques de alba (o Dolphin) corresponden a estructuras exentas y separadas de la costa que se utilizan como puntos de atraque, de amarre, de ayuda a las maniobras de atraque, así como de cualquiera de estas tres funciones simultáneamente

Dependiendo de su objetivo y sistema de apoyo, los duques de alba pueden ser rígidos o flexibles. Consisten generalmente en un cajón de hormigón apoyado sobre una columna (flexibles) o sobre un grupo de pilotes (rígidos) enterrado a una cierta profundidad bajo el fondo marino. Su funcionalidad principal es resistir el impacto de naves atracadas y resistir el tirón de espías.

Los duques de alba pueden ser tipo pila, de acero, tipo cajón u otros.

Figura 1.7.3-7: Duques de alba, terminal Abastible, San Vicente



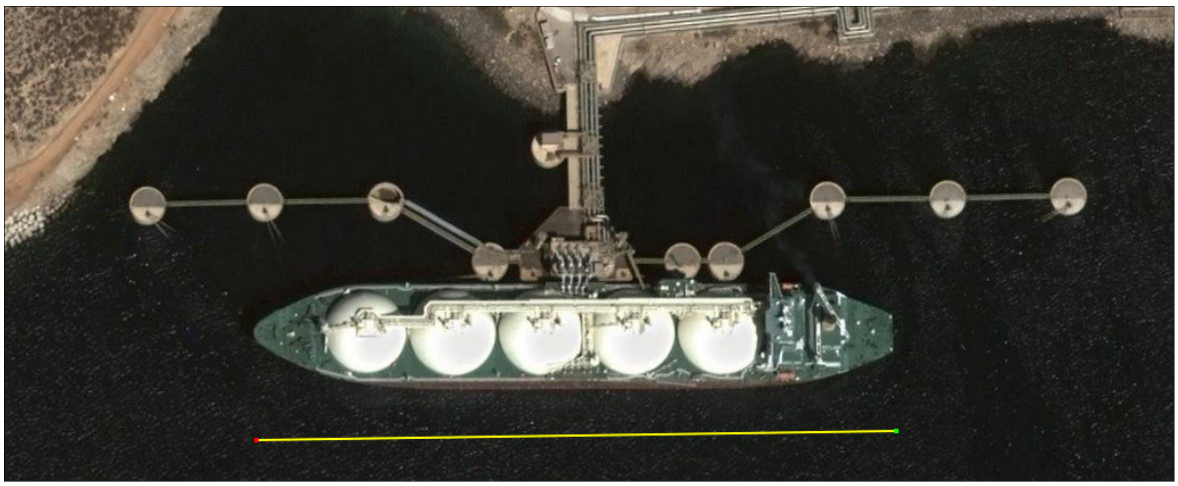
Fuente: Archivos Propios

1.7.3.5 POSTES DE AMARRE

Los postes de amarre son estructuras muy similares a los duques de alba pero cumplen la función exclusiva, como su nombre lo indica, de proveer una estructura para el amarre de los barcos. Pueden tener la misma forma que los duques de alba pero con funciones sólo de amarre.

Su instalación se sitúa en torno a los extremos del muelle y lejos de la costa, para prevenir daños potenciales originados en caso de tormenta.

Figura 1.7.3-8: Postes de amarre en planta



Fuente: Google Earth

1.7.3.6 ESTRUCTURAS FLOTANTES

Los pontones flotantes (también conocidos como pontonas o pantalanes) son estructuras que se encuentran suspendidas sobre el nivel del agua, ancladas al fondo marino o a estructuras fijas. Son de posición variable, ya que tienen libertad de movimiento.

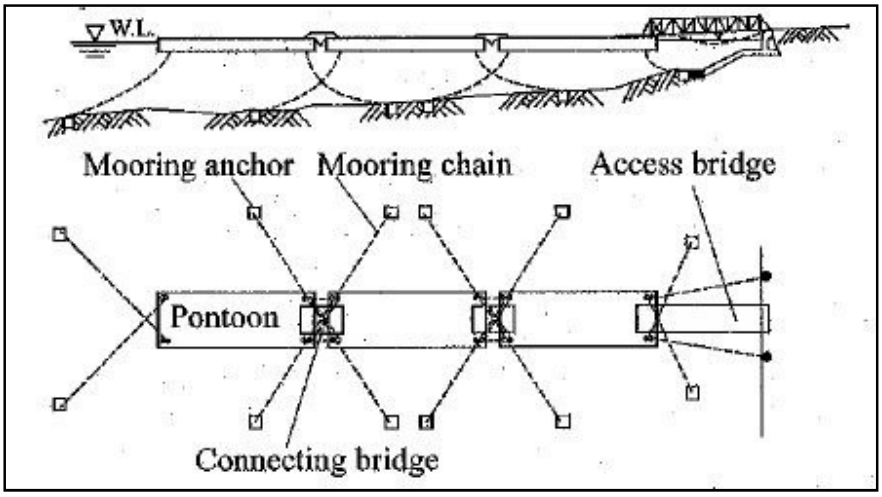
Tienen la utilidad de servir a embarcaciones menores, como por ejemplo para pesca o actividades deportivas, y también para auxiliar en procedimientos de carga y descarga.

Transmiten cargas horizontales a los elementos de amarre. Las cargas verticales son soportadas por la capacidad de flotación de la misma estructura.

Su instalación es normalmente utilizada en casos de sobrecargas de baja magnitud y altas variaciones de marea.

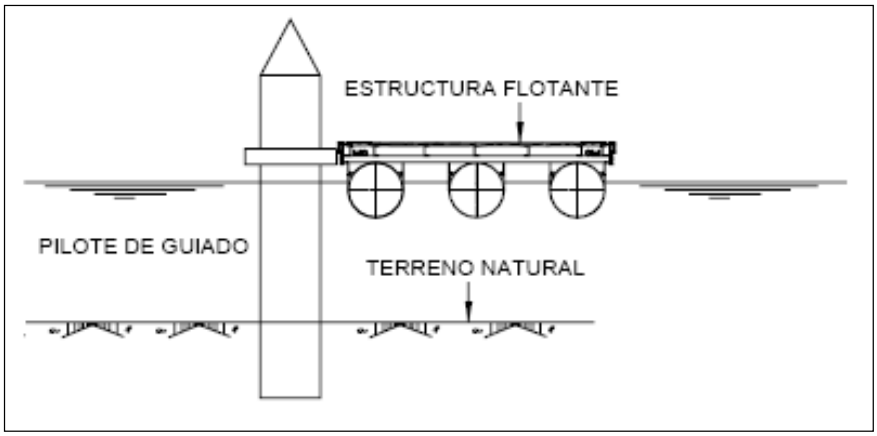
Los pontones flotantes normalmente son de acero, pero también se pueden encontrar de hormigón o de GRP (Plástico reforzado con fibra de vidrio).

Figura 1.7.3-9: Pontones flotantes



Fuente: Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. Part III

Figura 1.7.3-10: Sección tipo pontón



Fuente: ROM 2.1. Obras de Atraque y Amarre

1.7.4 RAMPAS

Este tipo de facilidad portuaria se utiliza como obra de atraque para aquellas embarcaciones que descargan sus mercancías mediante rodadura directa (vehículos motorizados), es decir, como medio de atraque para RO-RO, ferries, barcazas y transbordadores, y que por su inclinación sobre la gradiente de la playa o fondo marino, puede prestar servicios en distintas condiciones de marea. Pueden ser del tipo Opaca o Transparente.

El propósito de una rampa marítima es permitir el traspaso seguro entre la costa y la embarcación atracada tomando en consideración las condiciones medioambientales y el tipo de embarcación.

1.7.4.1 RAMPAS OPACAS

Las obras opacas o cerradas corresponden a obras fijas en las que la parte estructural está conformada por un paramento continuo vertical o cuasivertical desde la superestructura a la cimentación. En general, no permiten flujo importante de agua a través de ellas, aunque a veces este paramento puede disponer de huecos con el objetivo de reducir la posibilidad de reflexiones debidas a la acción del oleaje.

Este tipo de obras se caracteriza por que su estructura de apoyo modifica el comportamiento de las condiciones hidrodinámicas del lugar donde se emplaza, generando nuevas corrientes reflejadas, sedimentaciones o socavaciones que generaran un nuevo equilibrio en el lugar las cuales deben ser previstas por el diseño.

Figura 1.7.4-1: Chonchi, Chiloé



Fuente: www.flickr.com

1.7.4.2 RAMPAS TRANSPARENTES

Las obras transparentes, o abiertas, son aquellas en las que la estructura está formada por una plataforma sustentada en pilotes o pilas, permitiendo el paso del flujo del agua. Por su estructura de apoyo este tipo de obras no modifica significativamente el comportamiento del oleaje y corrientes del lugar donde se emplaza.

Este tipo de obra se divide en estructuras sustentadas por pilotes o pilas, de acuerdo a la forma en que resiste las acciones y las transmite al terreno, similar al caso de muelles transparentes.

Figura 1.7.4-2: Punta Coronel, Chiloé



Fuente: Archivos Propios

1.7.5 OBRAS DE DRAGADO

Se entiende por dragado la extracción de materiales (fango, arena, gravas, etc.) del fondo del mar en los puertos, así como en ríos y canales navegables, con el fin de aumentar su profundidad. Estos materiales posteriormente son descargados en las zonas de depósitos, que puede ser en el agua, o utilizarlos en el relleno de áreas bajas, para asiento de instalaciones industriales y de urbanización o simplemente para sanear terrenos pantanosos.

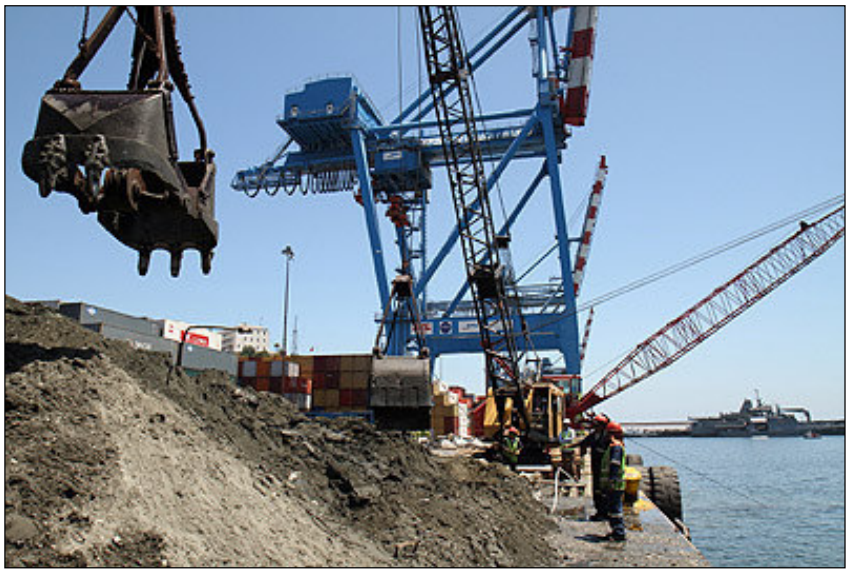
Las operaciones de dragado deben cumplir una doble función:

- Extraer el material
- Conducirlo hasta el lugar de descarga

Existen dos tipos de dragados:

- El dragado de construcción: este dragado se realiza cuando es necesario crear o aumentar profundidades, las dimensiones en planta o ambos.
- Dragado de conservación: este dragado es periódicamente realizado para conservar las tres dimensiones del proyecto, particularmente la profundidad.

Figura 1.7.5-1: Dragado en Terminal TPS, Puerto Valparaíso



Fuente: www.tps.cl

1.7.6 PAVIMENTOS PORTUARIOS

Estructura resistente formada por una o varias capas superpuestas sobre una explanada capaz de resistir cargas puntuales o distribuidas propias de las instalaciones portuarias. En el caso más completo, suele estar constituida por la carpeta de rodado, base y subbase.

En general, en obras portuarias se pueden diferenciar dos tipos de pavimentos dependiendo del uso de estos: de caminos e industriales.

El pavimento de camino corresponde principalmente a las vías de acceso.

Al interior de los puertos se utilizan principalmente pavimentos industriales, los cuales están destinados al tráfico, almacenamiento, operación y vías de conexión dentro del puerto.

Figura 1.7.6-1: Terminal TPS, Puerto Valparaíso



Fuente: www.tps.cl

1.7.7 DUCTOS

1.7.7.1 DUCTOS DE ADUCCIÓN

Los sistemas de aducción se caracterizan por contener un conjunto de elementos, tales como tuberías, canales, túneles y otros dispositivos, los cuales permiten el transporte del agua desde el punto de captación hasta un tanque. Generalmente, para la aducción de las aguas se contempla una estructura marítima soportante sobre la cual se montarán los ductos que conforman el sistema de aducción.

Las tuberías de admisión o ductos de aducción, principalmente se utilizan en el enfriamiento de procesos en una termoeléctrica o para consumo industrial o humano.

Figura 1.7.7-1: Brazo de amarre



Fuente: Archivos Propios

1.7.7.2 EMISARIOS

Las tuberías de descarga o emisarios submarinos, son conducciones subacuáticas, en general de gran diámetro y longitud, que funcionan a presión y se utilizan para la disposición final de aguas residuales con distintos grados de tratamiento, como pueden

ser aguas saladas (salmueras), aguas servidas domésticas o industriales, etc. Esta disposición se hace a través de una serie de difusores.

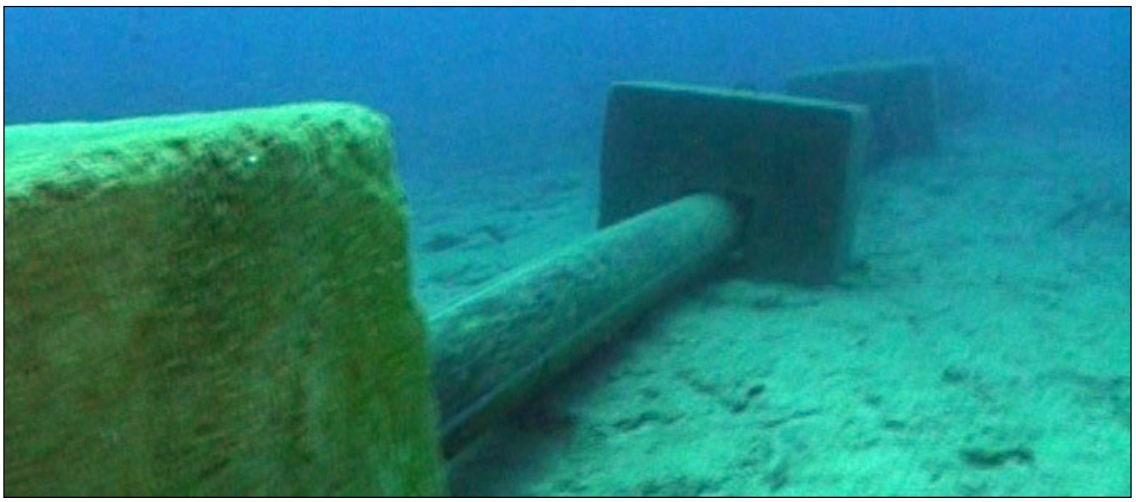
El sistema de tuberías está constituido por ductos cerrados y estructuras adecuadamente acopladas y ancladas al lecho marino.

Figura 1.7.7-2: Lanzamiento de emisario submarino, vista superficie



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.7.7-3: Emisario submarino, vista fondo de mar



Fuente: Archivos Propios

1.7.7.3 TUBERÍAS DE TRANSPORTE

Este tipo de tubería cumple la función de transportar material, principalmente fluidos, bajo el mar, por gravedad o mediante bombeo.

Es normal instalar un registro/pozo en cada orilla para establecer una interconexión entre las tuberías submarinas.

En general, este tipo de tubería tiene consideraciones similares a las de emisarios submarinos o tuberías de descarga.

Figura 1.7.7-4: Proceso instalación tubería submarina



Fuente: Archivos Propios

1.7.7.4 CABLES SUBMARINOS

En general se denomina cable submarino al constituido por conductores de cobre o fibras ópticas, instalado sobre el lecho marino y destinado fundamentalmente a servicios de telecomunicación.

No obstante, también existen cables submarinos destinados al transporte de energía eléctrica, aunque en este caso las distancias cubiertas suelen ser relativamente pequeñas.

Figura 1.7.7-5: Cables submarinos



Fuente: Archivos Propios

1.7.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE AYUDA A LA NAVEGACIÓN

1.7.8.1 BOYA SEÑALIZADORA

Las boyas señalizadoras son balizas flotantes situadas en el mar y generalmente ancladas al fondo marino. Su función es servir de orientación para las embarcaciones, indicando obstáculos, áreas administrativas, etc.

Figura 1.7.8-1: Boya Señalizadora



Fuente: Archivos Propios

1.7.8.2 TORRES DE ENFILACIÓN

Las torres de enfilación o enfilación náutica, es un sistema de dos objetos visibles desde la distancia que forma una línea invisible y que permite a las embarcaciones alinearse según las condiciones o requisitos de seguridad del puerto.

Figura 1.7.8-2: Torres de enfilación, Nantucket



Fuente: Archivos Propios

1.7.8.3 PASARELAS

Las pasarelas son infraestructuras de conexión de bajo peso que sirven para unir o dar acceso peatonal o vehicular a diferentes infraestructuras como duques de alba o postes de amarre.

Figura 1.7.8-3: Terminal Marítimo GNL Mejillones

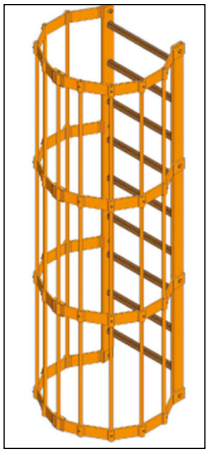


Fuente: Archivos Propios

1.7.8.4 ESCALERA DE GATO

La escalera de gato es una estructura metálica que sirve para la mantención de las distintas obras de infraestructura, posibilitando el acceso de personas normalmente desde una embarcación a las mismas.

Figura 1.7.8-4: Escalera de Jaula Gato



Fuente: Archivos Propios

1.7.8.5 CHAZAS

Las chazas son plataformas inclinadas que se internan en el agua, como prolongación de muelles o malecones en lugares de gran amplitud de mareas, con el objeto de facilitar la movilización de carga o pasajeros.

En otras palabras, son escaleras con descansos a diferentes niveles que conectan la zona intermareal con la zona sobre la rompiente de la explanada o del muelle, para facilitar el embarque/desembarque de personas o productos.

Figura 1.7.8-5: Chaza Terminal Pesquero Guardia Marina Riquelme, Iquique



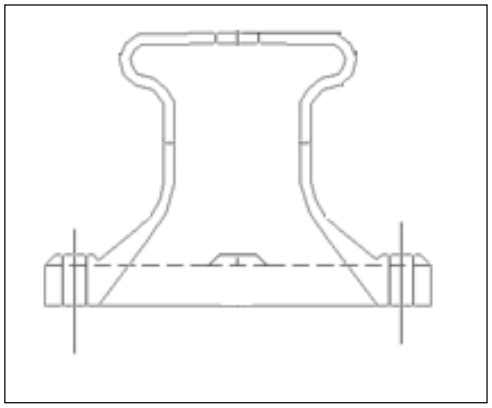
Fuente: Archivos Propios

1.7.8.6 BITAS

Las bitas son un equipo de amarre situado en tierra o fijado sobre un muelle, que consiste en una o un par de columnas cortas con la finalidad de hacer firme las amarras. En otras palabras, podríamos describir las bitas como postes firmes de baja altura que generalmente son metálicas, aptas para recibir las amarras de una nave.

Para no estorbar el desplazamiento de los equipos de transferencia de carga y para recibir y mantener las amarras, se las instala muy cerca del borde mismo del andén-delantal del muelle.

Figura 1.7.8-6: Bita del Tipo Recto



Fuente: Archivos Propios

1.7.8.7 DEFENSAS

El sistema de defensas es la interfaz entre el buque y la estructura de atraque. Durante el atraque de una embarcación, el sistema de defensas está destinado a actuar como un amortiguador para absorber o disipar la energía del impacto de la nave sin causar daños permanentes en el buque o la estructura de atraque. Cuando un buque es atracado frente a muelles relativamente rígidos, la protección de la nave es una función crítica. Cuando los buques son atracados contra muelles de pilotes, embarcaderos y dolphins (que son relativamente flexibles), la protección de la estructura puede ser la preocupación más grave. Una vez que el buque está atracado con éxito y amarrado a la instalación en tierra, el sistema de defensas sigue ofreciendo la interfaz entre el buque y tierra, y transmite las cargas ambientales (viento, olas y corrientes) que actúan sobre el barco a la estructura. Para los casos de submarinos y otras embarcaciones de perfil bajo de atraque, el sistema de defensas también proporciona una barrera física para impedir que vayan por debajo del muelle.

La selección y el diseño de un sistema de defensa dependen fuertemente de la práctica de atraque empleada en la instalación en particular.

Figura 1.7.8-7: Distintos tipos de defensas



Fuente: Archivos Propios

1.8 OBJETIVOS Y FUNCIÓN SEGÚN TIPOLOGÍA

En el presente acápite se presenta la tabla de resumen, donde se incluyen las funciones y objetivos de las tipologías de obra definidas previamente.

Tabla 1.8-1: Resumen de objetivos y funciones por Tipología

Tipo de Estructura	Objetivo	Función Principal
Rompeolas	Proteger y abrigar áreas de interés	Disipar la energía del oleaje y/o reflejarla dentro del mar
Muros Costeros	Retener el suelo, evitar deslizamientos de tierra hacia el mar y proteger las áreas terrestres superiores de la erosión por olas y corrientes	Reforzar sectores del borde costero. Contener terrenos ganados al mar
Playa	Principalmente recrear a los bañistas generando un entorno seguro para ellos	Dotación y/o retención de sedimentos
Obras de Atraque, Amarre y Fondeo	Proveer estructura de atraque, amarre y/o ayuda a las maniobras de atraque de embarcaciones. Además, proveen facilidades para el tráfico de carga.	Transferir las cargas aplicadas desde la estructura principal al lecho marino
Obras de Dragado	Aumentar profundidad del fondo del mar, rio o canal navegable	Extraer materiales del fondo del mar, ríos o canales navegables.
Pavimentos Portuarios	Proveer una estructura resistente para el tráfico de equipos, vehículos, materiales y/o pasajeros.	Transferir las cargas al suelo de fundación o subestructura
Ductos	Transportar fluidos desde y/o hacia el mar	Estabilidad en base a la gravedad o bombas
Boya Señalizadora	Servir de orientación para las embarcaciones	Apoyo a la navegación
Torre de Enfilación	Permite a las embarcaciones alinearse de acuerdo a los requisitos de seguridad del puerto	Balizamiento
Pasarelas	Infraestructuras de conexión peatonal de bajo peso	Conexión entre dos estructuras
Escalera de Gato	Estructura utilizada para la mantención de obras	Accesibilidad del personal a estructuras deseadas
Chazas	Plataforma auxiliar para facilitar la movilización de carga o pasajeros desde y hacia embarcaciones - muelles	Accesibilidad para la transferencia de carga y/o personas
Bitas	Equipo que permite el amarre de embarcaciones a estructuras resistentes	Transferir cargas de las espías a la estructura resistente
Defensas	Proteger tanto a la estructura como a la embarcación de los impactos propios del atraque	Absorber o disipar la energía de atraque

Fuente: Elaboración Propia

1 ESTUDIOS DE TERRENO

1.1 SIMBOLOGÍA

ϕ	:	Ángulo de fricción
γ	:	Peso unitario total
$\overline{\sigma}_c$	:	Tensión
$\overline{\sigma}_d$	:	Tensión de esfuerzo desviador ensayo triaxial cíclico
$\overline{\sigma}_v$	:	Tensión efectiva vertical
$\overline{\sigma}_{vm}$	:	Tensión efectiva vertical
ω	:	Contenido de humedad
ω_L, ω_P	:	Límites de Atterberg
ADCP	:	Acoustic Doppler Current Profiler
AASHTO	:	American Association of State Highway and Transportation Officials, USA
B	:	Lado menor de la fundación
c	:	Cohesión
CBR	:	Capacidad de soporte del suelo
CID	:	Isotropically Consolidated Drained (Consolidación Isotrópica Drenada)
CIU	:	Isotropically Consolidated Undrained (Consolidación Isótropa y Rotura no Drenada)
cm	:	Centímetro
Co	:	Cobalto
CPT	:	Ensayo Penetrómetro Estático
CPTU	:	Ensayo de Penetración de Cono (Piezocono)
C_r y C_c	:	Índices de compresión
c_v	:	Coeficiente de consolidación (c_h con CPTU)
DGPS	:	Differential Global Positioning System
DIN	:	Deutsches Institut für Normung (Alemania)
DOP	:	Dirección de Obras Portuarias
e	:	Error de cierre expresado en metros
E_c	:	Módulo de deformación por consolidación
EIA	:	Estudio de Impacto Ambiental
E_u	:	Módulo de deformación no drenado
Fe	:	Hierro

G	:	Módulo de corte
GPS	:	Global Positioning System
G_s	:	Peso específico partículas
Hz	:	Hertz
IGM	:	Instituto Geográfico Militar
K	:	Distancia total del recorrido ida y vuelta medida en kilómetros
k	:	Coeficiente de permeabilidad
kb	:	Kilobites
kHz	:	Kilohertz
L	:	Lado mayor de la fundación
lb	:	Libra
m/s	:	Metros por segundo
Mb	:	Megabites
mg/l	:	Miligramos por litro
mm	:	Milímetro
MOP	:	Ministerio de Obras Públicas
ms	:	Milisegundos
N_1	:	Índice de penetración normalizado por profundidad
Ni	:	Níquel
NMM	:	Nivel Medio del Mar
NRS	:	Nivel de Reducción de Sondas
P	:	Penetración
p	:	Ondas de compresión
PC	:	Puntos de Cambio
PD	:	Posición Directa
PDA	:	Prueba Dinámica de Alta deformación
PI	:	Posición Inversa
PN	:	Puntos de Nivelación
ppm	:	Partes por millón
PR	:	Puntos de Referencia
PVC	:	Policloruro de vinilo
q_u	:	Resistencia a la compresión no confinada
ReMi	:	Refracción microtremor
ROM	:	Recomendaciones para Obras Marítimas (España)
RQD	:	Índice de Calidad de Rocas
RTK	:	Real Time Kinematic
s	:	Ondas de corte

S_u	:	Resistencia no drenada
SAM	:	Sensores de Anomalías Magnéticas
SHOA	:	Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada
SIRGAS	:	Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas
SPT	:	Ensayo de penetración estándar
S_u	:	Resistencia no drenada
SVP	:	Sound Velocity Profiler
TdR	:	Términos de Referencia
TRG	:	Tonelaje Registro Grueso
USCS	:	Unified soil classification system
UTM	:	Universal Transverse Mercator
v_P	:	Velocidad de la onda de compresión
v_S	:	Velocidad de la onda de corte
WGS-84	:	World Geodetic System 1984
Z	:	Profundidad bajo el nivel de terreno

1.2 TOPOGRAFÍA Y ESTUDIOS OCEANOGRÁFICOS

1.2.1 GEODESIA

1.2.1.1 VINCULACIÓN

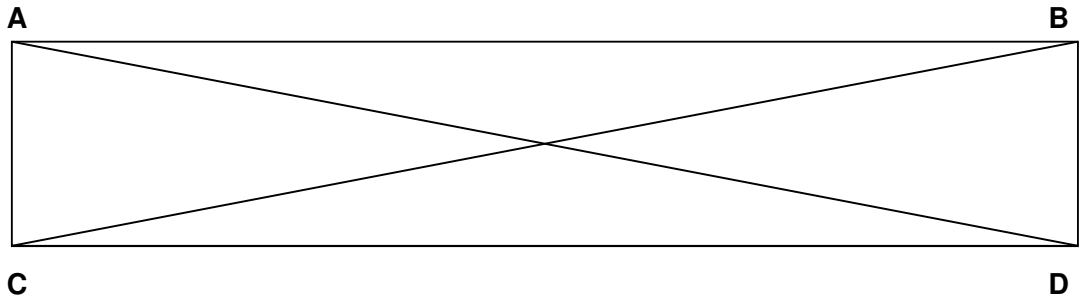
Todos los trabajos en terreno deberán ser vinculados a la red geodésica nacional a través de mediciones desde vértices del Instituto Geográfico Militar (IGM) o del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA) existentes, próximos al área de trabajo.

Los vértices IGM deberán ser del Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas (SIRGAS) y el certificado de coordenadas o la actualización de éste, no deberán tener una data mayor a 30 días antes de iniciar el proyecto. Dicho certificado deberá ser emitido a nombre de la Dirección de Obras Portuarias (DOP) del Ministerio de Obras Públicas (MOP).

Los vértices SHOA deberán ser estaciones primarias, no aceptándose vértices secundarios, y el certificado de coordenadas o la actualización de éste, no deberán tener una data mayor a 30 días antes de iniciar el proyecto. Dicho certificado deberá ser emitido a nombre de la DOP del MOP.

En cuanto a la vinculación a la Red Geodésica Nacional, para efectuar la vinculación de al menos 1 vértice generado en el área de estudio, se deberá medir una poligonal Global Positioning System (GPS) cerrada, generando una figura rígida balanceada en la cual cada punto debe ser definido por al menos tres (3) vectores, como por ejemplo un cuadrilátero.

Figura 1.2.1-1: Ejemplo figura rígida balanceada donde cada punto es definido por al menos tres vectores



Fuente: Elaboración Propia

Las mediciones deberán ser realizadas con GPS geodésicos de doble frecuencia en modo estático post proceso. Los vectores no podrán tener un tiempo de medición inferior a 3 horas, con un intervalo de grabación no mayor a 10 segundos. El procesamiento de los datos deberá ser realizado con un software de geodesia.

Las precisiones de esta medición deberán ser de orden B de acuerdo a lo especificado en el anexo D del SHOA PUB. 3109 “Especificaciones Técnicas para el Empleo y Aplicación del Sistema de Posicionamiento Global en Trabajos Geodésicos, Hidrográficos y Topográficos”.

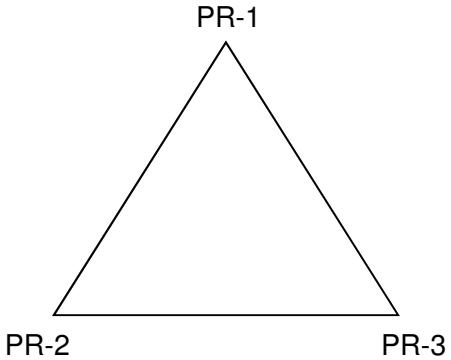
Para el cálculo de coordenadas se debe utilizar el sistema geodésico WGS-84 y el cálculo de cotas debe ser realizado con altura Elipsoidal.

1.2.1.2 APOYO SECUNDARIO

Para la determinación de coordenadas de los vértices secundarios utilizados, tanto para la batimetría como para la topografía, se debe utilizar como base el o los vértices generados en la vinculación.

La medición de este apoyo consistirá en una poligonal GPS cerrada, generando una figura rígida balanceada en la cual cada punto debe ser definido por al menos 2 vectores, como por ejemplo un triángulo.

Figura 1.2.1-2: Figura rígida balanceada donde cada punto es definido por al menos dos vectores



Fuente: Elaboración Propia

Al igual que en vinculación a la Red Geodésica, las mediciones de apoyo deberán ser realizadas con GPS geodésicos de doble frecuencia en modo estático post proceso. Los vectores no podrán tener un tiempo de medición inferior a 1 hora, con un intervalo de grabación no mayor a 10 segundos. El procesamiento de los datos deberá ser realizado con un software de geodesia.

Las precisiones de esta medición deberán ser de orden C1 de acuerdo a lo especificado en el anexo D de la publicación SHOA 3109 "Especificaciones técnicas para el empleo y aplicación del sistema de posicionamiento global en trabajos geodésicos, hidrográficos y topográficos".

Para el cálculo de coordenadas se debe utilizar el sistema geodésico WGS-84 y el cálculo de cotas debe ser realizado con altura Elipsoidal.

1.2.2 VINCULACIÓN ALTIMÉTRICA

La vinculación altimétrica de los vértices generados podrá ser realizada de 2 formas:

a) Áreas donde existe una cota fija SHOA a menos de 10 kms del sector en estudio.

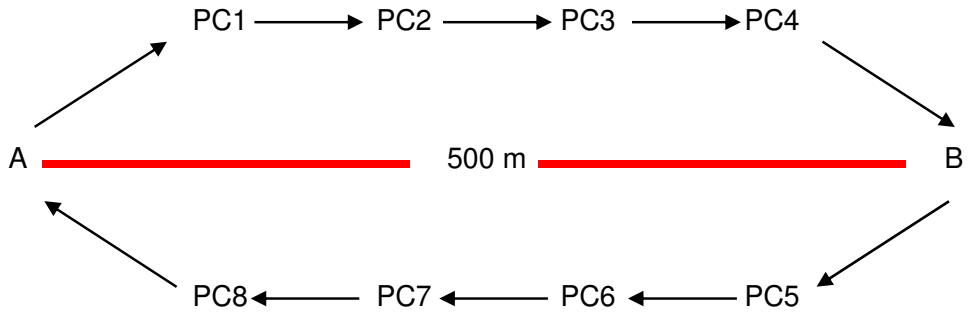
b) Áreas donde no existe una cota fija SHOA a menos de 10 km del sector en estudio.

1.2.2.1 ÁREAS DONDE EXISTE UNA COTA FIJA SHOA A MENOS DE 10 KM DEL SECTOR DE ESTUDIO

En aquellas áreas que se encuentran a una distancia inferior a 10 km de una cota fija SHOA, se podrán trasladar los niveles del Nivel de Reducción de Sondas ("NRS") y el Nivel Medio del Mar (NMM) mediante una nivelación geométrica cerrada, desde la cota fija SHOA hasta los Puntos de Referencia (PR) generados en el área de estudio.

La nivelación deberá ser de enlace, es decir, se deberá partir de un punto A, seguir hacia un punto B y luego se regresa al punto A, generando el cierre del circuito. Los circuitos no podrán tener menos de 2 Puntos de Cambio ("PC"), tanto en la ida como en el regreso y la distancia máxima entre los Puntos de Nivelación ("PN") será de 500 m.

Figura 1.2.2-1: Ejemplo nivelación de enlace



Fuente: Elaboración Propia

Las longitudes máximas de las visuales serán de 70 m, la máxima diferencia entre vistas atrás y vista adelante por sección será de 10 m.

Cuando se utilicen niveles ópticos se deberán leer los 3 hilos (superior, medio e inferior), con esto se calcularán las distancias entre el nivel y la mira. Por otro lado, cuando se utilicen niveles electrónicos se deberá tomar nota de la lectura de nivel y la distancia del tramo.

Las tolerancias aceptadas en las nivelaciones serán de acuerdo a:

$$e = \pm 0{,}001 \cdot \sqrt{K} \qquad (1\text{-}1)$$

Donde:

e : Error de cierre expresado, m

K : Distancia total del recorrido ida y vuelta medida, km

Para tramos entre PN de 500 metros el error máximo permitido es de 1 mm.

El instrumental utilizado (nivel topográfico), deberá contar con un certificado de calibración emitido por algún organismo competente con una data no mayor a 6 meses de la fecha en que se realicen los trabajos.

Si no se pudiera realizar algún tramo mediante una nivelación geométrica, se deberá efectuar el traslado de la cota mediante la medición de una recíproca, utilizando para ello una estación total con lectura angular a 5".

La recíproca consiste en la medición desde un punto A hacia un punto B de distancia horizontal y ángulo vertical en Posición Directa ("PD") y Posición Inversa ("PI") con al menos 5 reiteraciones de ida y regreso, es decir 5 de A a B y 5 de B a A, con esto se calcula el desnivel entre A y B y el cálculo se realiza por medios estadísticos. La tolerancia en la medición de la recíproca es de 5 mm.

El instrumental utilizado (Estación Total), deberá contar con un certificado de calibración emitido por algún organismo competente con una data no mayor a 6 meses de la fecha en que se realicen los trabajos.

1.2.2.2 Áreas donde No Existe una Cota Fija SHOA a Menos de 10 km del Sector de Estudio

En los sectores donde no exista una cota fija SHOA a menos de 10 km, se deberá realizar un estudio de mareas para definir los planos mareales y trasladar éstos a los vértices generados.

1.2.3 Transformación de Coordenadas UTM a Planas

Para poder utilizar los vértices geodésicos generados en el levantamiento topográfico, se deberán transformar las coordenadas al Sistema de Coordenadas Universal Transversal de Mercator ("UTM") obtenidas del cálculo de las poligonales GPS, a coordenadas planas con origen UTM. Para esto se deberá utilizar como base de cálculo las coordenadas definidas al vértice ubicado al medio del área en estudio.

La metodología utilizada en la transformación y el desarrollo de ésta deberá ser indicada y especificada en el informe técnico del estudio.

1.2.4 POLIGONALES TOPOGRÁFICAS

Si luego de haber realizado el apoyo secundario es necesario generar nuevos PR para tomar los puntos topográficos, se medirán poligonales topográficas cerradas, utilizando para ello una estación total con las siguientes características mínimas:

a) Aumento mínimo 28X y del tipo coaxial.

b) Precisión para la medición angular 5" sexagesimales según norma Deutsches Institut für Normung de Alemania (DIN).

c) Precisión mínima del distanciómetro, 5 mm + 3 ppm.

d) Memoria interna para almacenar las mediciones de terreno.

e) Corrección automática por presión y temperatura.

f) Compensadores electrónicos de 2 ejes.

g) Capacidad para almacenar ángulos, distancia, descriptores y/o coordenadas.

h) Iluminación del retículo.

La poligonal deberá ser altimétrica y planimétrica, es decir, la información medida en terreno permitirá definir coordenadas y cota trigonométrica. Por consiguiente, la forma de medición será la siguiente:

a) La poligonal planimétrica deberá ser medida considerando tres reiteraciones en posición directa y tránsito, fijando el ángulo de inicio en 0º, 100º y 200º o repitiendo tres veces la medición angular, en la reducción la diferencia angular no podrá superar 0,0015°. Se considera esta forma de medición para reducir los errores producidos principalmente por el calaje. La medición en distancia se realizará en cada una de las mediciones angulares, se aceptarán diferencias máximas de 0,05 m y su valor final deberá ser promediado.

b) La poligonal altimétrica considera mediciones recíprocas entre los vértices. El ángulo vertical deberá medirse en posición directa y en tránsito, considerando dos mediciones a altura de jalón distinta. Una medición recíproca implica la medición simultánea de ambos ángulos cenitales para cancelar el efecto de la refracción, sin

embargo para esta poligonal podrá medirse con un sólo instrumento asegurando el menor tiempo posible entre ambas mediciones.

c) Los prismas deberán instalarse sobre trípodes y base nivelante para evitar la variabilidad de la distancia y asegurar la verticalidad de la ubicación de la tarjeta porta prismas.

La tolerancia aceptable en la determinación de los desniveles entre las estaciones de una poligonal corriente será:

$$e = \pm 0{,}05 \cdot \sqrt{K} \qquad (1\text{-}2)$$

1.2.5 MONUMENTACIÓN DE VÉRTICES PR

Para asegurar la permanencia en el tiempo de los vértices monumentados en roca o en suelo duro se utilizará la siguiente metodología:

Tabla 1.2.5-1: Metodología de monumentación de vértices PR en roca o en suelo duro

Perforación con roto martillo en roca madre o losa de hormigón. Perforando de manera vertical para evitar fatigas del material.	
Instalación de tarugo plástico en perforación. El diámetro de perforación corresponde al perno junto con el tarugo.	

Ubicación de perno de fierro galvanizado adentro del tarugo, logrando el ajuste del perno en la perforación.	
Fijación del perno a presión mediante golpes con martillo. Esta acción asegura que la pérdida y/o extracción del perno sea nula.	
Presentación final del vértice creado. Cabe señalar la importancia del color de tela utilizada para su ubicación, haciendo más fácil percibirlo a ojo desnudo.	

Fuente: Archivos Propios

Para los vértices monumentados en suelo blando (tierra o arena) se utilizarán monolitos prefabricados de hormigón de 1,5 m de largo. Los monolitos consistirán en un tubo de PVC de 6” de diámetro, el cual será llenado con hormigón.

Inmerso en el hormigón se dejará centrada una barra de fierro con resaltes de diámetro 12 mm. Dicha barra deberá sobresalir 1 cm del nivel del concreto.

El monolito deberá montarse de manera que el extremo con barra sobresalga 3 cm sobre el nivel del piso o terreno ocupando la siguiente metodología.

Tabla 1.2.5-2: Metodología de monumentación de vértices PR en suelo blando

Excavación en el suelo.	
Instalación del monolito prefabricado.	
Se rellena alrededor del monolito con el mismo material que había sido extraído, y se compacta, dejando el monolito unos 3 cm sobre el nivel del suelo.	

Fuente: Archivos Propios

1.2.6 CONFECCIÓN DE MONOGRAFÍAS DE VÉRTICES, PR Y COTAS FIJAS

A cada punto generado en el apoyo principal, como así también a los PR de las poligonales topográficas y a las cotas fijas generadas en los estudios de mareas, se le confeccionará una monografía conteniendo los datos básicos de éstos y las indicaciones para su posterior ubicación.

Las monografías de los vértices geodésicos generados en el apoyo deberán contener las coordenadas UTM definidas en el cálculo del apoyo.

Las monografías de los PR generados en las poligonales topográficas deberán contener las coordenadas Planas con origen UTM definidas en el cálculo de las poligonales.

Las monografías de las cotas fijas generadas en los estudios de mareas deberán contener coordenadas UTM y Geográficas en datum WGS-84, definidas con la medición utilizando un navegador.

A continuación se presentan los formatos de monografías a utilizar.

Tabla 1.2.6-1: Formato de monografía de vértices geodésicos

MONOGRAFIA DE VERTICE GEODESICO

VERTICE: QE01	**LUGAR: QUENUIR ALTO**

FOTOGRAFIAS GENERALES





FOTOGRAFIA PARTICULAR



COORDENADAS UTM (WGS 84)

NORTE	5.397.794,498
ESTE	610.367,596
Mº CENTRAL	75
ZONA	18
LATITUD	41º 33’ 50,07979”S
LONGITUD	73º 40’ 34,87772”W
ALTURA	11,395 al NRS
ALTURA	10,569 al NMM
ALTURA	29,326 Elipsoidal

DESCRIPCION: Vértice ubicado sobre una cámara redonda frente a la posta médica del sector, al llegar a una plaza de juegos infantiles.

Está monumentado con un perno empotrado en el cemento.

Fuente: Archivos Propios

Tabla 1.2.6-2: Formato de monografía de Prs topográfico

MONOGRAFIA DE PR TOPOGRAFICO

PR: QE01	**LUGAR: QUENUIR ALTO**
VISTA UBICACIÓN GENERAL	**FOTOGRAFIA GENERAL**
	
FOTOGRAFIA PARTICULAR	**COORDENADAS Planas**
	**Y** 5.397.794,498 **X** 610.367,596 **ALTURA** 11,395 al NRS **ALTURA** 10,569 al NMM **FOTOGRAFIA DE MONUMENTACION** 
DESCRIPCION: Vértice ubicado sobre una cámara redonda frente a la posta médica del sector, al llegar a una plaza de juegos infantiles. Está monumentado con un perno empotrado en el cemento.	

Fuente: Archivos Propios

Tabla 1.2.6-3: Formato de monografía de cota fija de mareas

MONOGRAFIA DE COTA FIJA DE MAREAS

COTA FIJA: QE01	**LUGAR: QUENUIR ALTO**
VISTA UBICACIÓN GENERAL	**FOTOGRAFIA GENERAL**
	
FOTOGRAFIA PARTICULAR	**COORDENADAS UTM**
	**ESTE** 610.367 **LATITUD** 41º 33’ 50,07”S **LONGITUD** 73º 40’ 34,87”W **ALTURA** 11,395 al NRS **ALTURA** 10,569 al NMM
	FOTOGRAFIA DE MONUMENTACION
	

DESCRIPCION: La cota fija se encuentra ubicada sobre una cámara redonda frente a la posta médica del sector, al llegar a una plaza de juegos infantiles.

Está monumentada con un perno empotrado en el cemento.

Fuente: Archivos Propios

1.2.7 TOPOGRAFÍA

La toma de puntos topográficos deberá ser realizada con una estación total con las siguientes características mínimas:

i) Aumento mínimo 28X y del tipo coaxial.

j) Precisión para la medición angular 5" sexagesimales según norma DIN.

k) Precisión mínima del distanciómetro, 5 mm + 3 ppm.

l) Memoria interna para almacenar las mediciones de terreno.

m) Corrección automática por presión y temperatura.

n) Compensadores electrónicos de 2 ejes.

o) Capacidad para almacenar ángulos, distancia, descriptores y/o coordenadas.

p) Iluminación del retículo.

El levantamiento debe incluir todos los elementos relevantes existentes en el área de estudio como son postes, cámaras, grifos, calles, cercos, antenas, senderos, obras de arte, torres de alta tensión, construcciones, muros, etc.

1.2.8 BATIMETRÍA

1.2.8.1 PROCESO ADMINISTRATIVO

Conforme se establece en el Decreto Supremo Nº 192 publicado en el diario oficial Nº 27.320 del 16 de abril de 1969, modificado por el Decreto Supremo Nº 784 del 14 de agosto de 1985, al Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada le corresponde: "Controlar, revisar y aprobar todo trabajo de Levantamiento Hidrográfico o de Cartografía Marítima, Fluvial o Lacustre, que para fines de obras portuarias, Concesiones Marítimas u otros objetivos, sean ejecutados en circunstancias especiales – previa autorización del SHOA – por entidades fiscales, semifiscales, autónomas, municipales o particulares. El Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada podrá destacar un supervisor con el fin de que fiscalice el fiel cumplimiento de los procedimientos, instrucciones y requisitos

básicos de precisión establecidos; debiendo absorber la entidad o particulares que ejecuten dicho trabajo todos los gastos que originen el envío de este funcionario".

En los levantamientos se respetarán todas las exigencias técnicas y administrativas establecidas en la publicación SHOA Nº 3105 (edición 2003) "Instrucciones Hidrográficas Nº 5", las cuales, en su parte administrativa, se pueden resumir de la siguiente forma:

a) Solicitud de Autorización, la cual será presentada al SHOA, con una antelación de a lo menos 5 días hábiles al inicio de las actividades en terreno, adjuntando la información de acuerdo al formulario "Solicitud de Autorización".

b) Analizada la solicitud y no habiendo observaciones, el SHOA emitirá la resolución que autoriza la ejecución de los trabajos en terreno, informando a la autoridad marítima local correspondiente.

Una vez autorizado, se deberá concurrir a la autoridad marítima del lugar, con el objeto de requerir información respecto de las medidas de seguridad que deben adoptarse para efectuar operaciones en el puerto.

En los informes técnicos de los levantamientos, se deberá incorporar un anexo con la autorización del SHOA para realizar los trabajos.

1.2.8.2 METODOLOGÍA A UTILIZAR

Los Levantamientos estarán sujetos a las condiciones señaladas en el SHOA PUB. 3105 (edición 2003, actualizada 4-11-2011) "Instrucciones Hidrográficas Nº 5", utilizando para todos los procesos del levantamiento la metodología allí incluida, salvo que en los Términos de Referencia (TdR) particulares del proyecto se indique algo distinto.

1.2.8.2.1 VINCULACIÓN EN COORDENADAS

Los trabajos deberán ser referidos al Datum WGS-84 a través de los vértices generados en la Topografía. En el caso que la batimetría no contemple topografía, se deberá realizar una vinculación geodésica de acuerdo a las pautas técnicas indicadas en el punto 1.2.1 del presente documento. Utilizando como base estos vértices se realizarán todas las

mediciones de coordenadas de las sondas mediante medición cinemática en modo Real Time Kinematic (RTK), con GPS geodésicos de doble frecuencia.

1.2.8.2.2 VINCULACIÓN EN COTA

Las observaciones de mareas serán referidas al NRS mediante una nivelación geométrica entre el mareógrafo instalado para estos efectos y la cota fija existente en el sector o generada en el estudio de mareas. Las tolerancias y especificaciones serán las indicadas en el punto 1.2.1.1 del presente documento.

Figura 1.2.8-1: Nivelación de PR



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.3 MEDICIÓN DE MAREAS

Para poder referir las sondas obtenidas al NRS se deberán observar mareas en forma simultánea con el desarrollo de la batimetría. Para esto se instalará un mareógrafo en algún lugar dentro del área de estudio. En este se registrarán las alturas de marea con un intervalo de no más de 5 minutos, las mediciones deberán ser realizadas en hora local.

El punto de instalación del mareógrafo deberá permitir el adecuado funcionamiento de éste, y estará alejado de condiciones de rompiente o de cualquier otro efecto que altere la oscilación mareal astronómica.

El sensor del mareógrafo deberá instalarse dentro de algún elemento, como por ejemplo un tubo de PVC sellado con 2 perforaciones de no más de 7 mm de diámetro, para que éste actúe como un filtro mecánico y minimice la influencia del oleaje sobre la medición de mareas.

Junto con el mareógrafo se deberá instalar un limnímetro graduado cada 5 cm. cuyo 0 sea coincidente con el 0 del mareógrafo. Al inicio y término de cada faena de batimetría (día), se deberán realizar lecturas en el limnímetro por al menos 20 minutos con una frecuencia de 5 minutos, a modo de poder verificar el correcto funcionamiento del mareógrafo. En el informe técnico se deberá incorporar un capítulo con la comparación de mediciones definiendo con éstas un nivel de confiabilidad de las mediciones de mareas.

El mareógrafo a utilizar deberá contar con un certificado de calibración emitido por un organismo competente de una data no mayor a 6 meses. En el caso de no existir un organismo competente se deberá contar con un certificado emitido por el fabricante del mareógrafo de una data no mayor a 6 meses.

Figura 1.2.8-2: Mareógrafo RBR Instalado



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.4 POSICIONAMIENTO DE SONDAS

El posicionamiento de las sondas deberá ser efectuado con GPS geodésico diferencial de doble frecuencia, en modo RTK a partir de algún vértice generado en el área de estudio, con coordenados en Datum WGS-84. Los GPS deberán estar programados para registrar posición en la memoria interna cada 1 segundo.

Figura 1.2.8-3: GPS Trimble 5700 RTK. Estación Base RTK.



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.8-4: GPS Trimble 5700 RTK. Estación Rover RTK



Fuente: Archivos Propios

El posicionamiento de las sondas podrá ser también efectuado mediante la aplicación de la técnica Differential Global Positioning System (“DGPS”) RTK con observable de fase (DGPS RTK L1//L2), a través de señal satelital de corrección Omnistar HP.

Figura 1.2.8-5: Receptores GPS Hemisphere R320



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.8-6: Antena GPS / Omnistar



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.5 MEDICIÓN DE PROFUNDIDADES

Las mediciones de profundidades deberán ser realizadas en forma digital con un ecosonda hidrográfico de simple o doble frecuencia (200 – 33 kHz), con una resolución gráfica acorde a los requerimientos del SHOA. Se deberán tomar fix cada 10 segundos y al menos 7 datos de profundidad por segundo.

El ecosonda a utilizar deberá contar con un certificado de calibración emitido por un organismo competente de una data no mayor a 6 meses. En el caso de no existir un

organismo competente se deberá contar con un certificado emitido por el fabricante del ecosonda de una data no mayor a 6 meses.

Figura 1.2.8-7: Ecosondas Reson NAVISOUND 410 y Syqwest Hydrobox



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.6 DENSIDAD DE CORRIDAS

A modo de obtener una cobertura total del área a sondar (la solicitada en los TdR), definiendo una densidad mínima de 650 puntos por hectárea (o la que se defina en los TdR), se efectuará un posicionamiento de las corridas de sondaje utilizando algún software hidrográfico como Hidrographic Survey Software (“HYPACK”) o similar, el cual permite llevar un control de la cobertura del levantamiento, la captura de información en terreno y posterior procesamiento de ésta.

En todo caso esta densidad deberá aumentar en los sectores donde se encuentren irregularidades en el fondo marino, tales como afloramientos rocosos.

La integración de todos estos sensores se deberá efectuar a bordo de alguna embarcación que cumpla con las características necesarias para el montaje de estos equipos.

Figura 1.2.8-8: Bote Belin



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.8-9: Equipos Instalados y en Operación



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.7 CORRECCIONES POR VELOCIDAD DEL SONIDO

Para el procesamiento de la data digital se deberán medir perfiles de velocidad del sonido al inicio y término de cada jornada de sondaje (día), utilizando un Sound Velocity Profiler ("SVP").

El perfil de velocidad de sonido deberá medirse hasta los 100 m o hasta la mayor profundidad que se espera encontrar en el levantamiento.

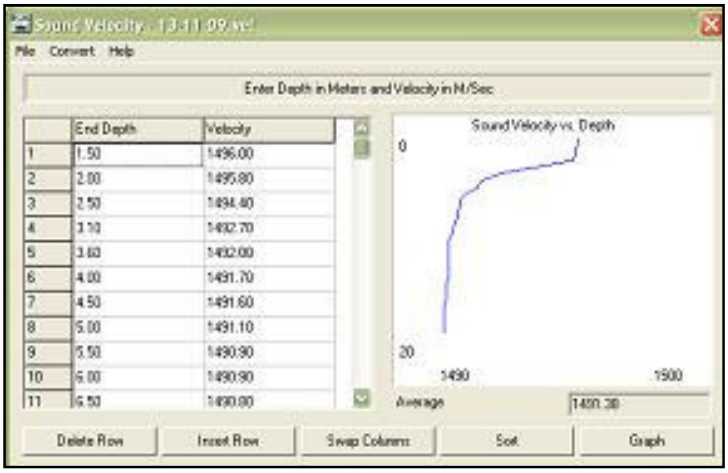
El SVP a utilizar deberá contar con un certificado de calibración emitido por un organismo competente de una data no mayor a 6 meses. En el caso de no existir un organismo competente se deberá contar con un certificado emitido por el fabricante del SVP de una data no mayor a 6 meses.

Figura 1.2.8-10: Perfilador Acústico SVP, Odom, modelo Digibar Pro



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.8-11: Perfil de Velocidad del Sonido



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.8 COMPENSACIÓN DE OLEAJE

Para eliminar el efecto del oleaje sobre la medición de las profundidades se deberá utilizar un compensador de oleaje (Heave Compensator).

El compensador de oleaje a utilizar deberá contar con un certificado de calibración emitido por un organismo competente de una data no mayor a 6 meses. En el caso de no existir un organismo competente se deberá contar con un certificado emitido por el fabricante del compensador de olas de una data no mayor a 6 meses.

Figura 1.2.8-12: TSS modelo DMS-H



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.8-13: SMC modelo IMU-106



Fuente: Archivos Propios

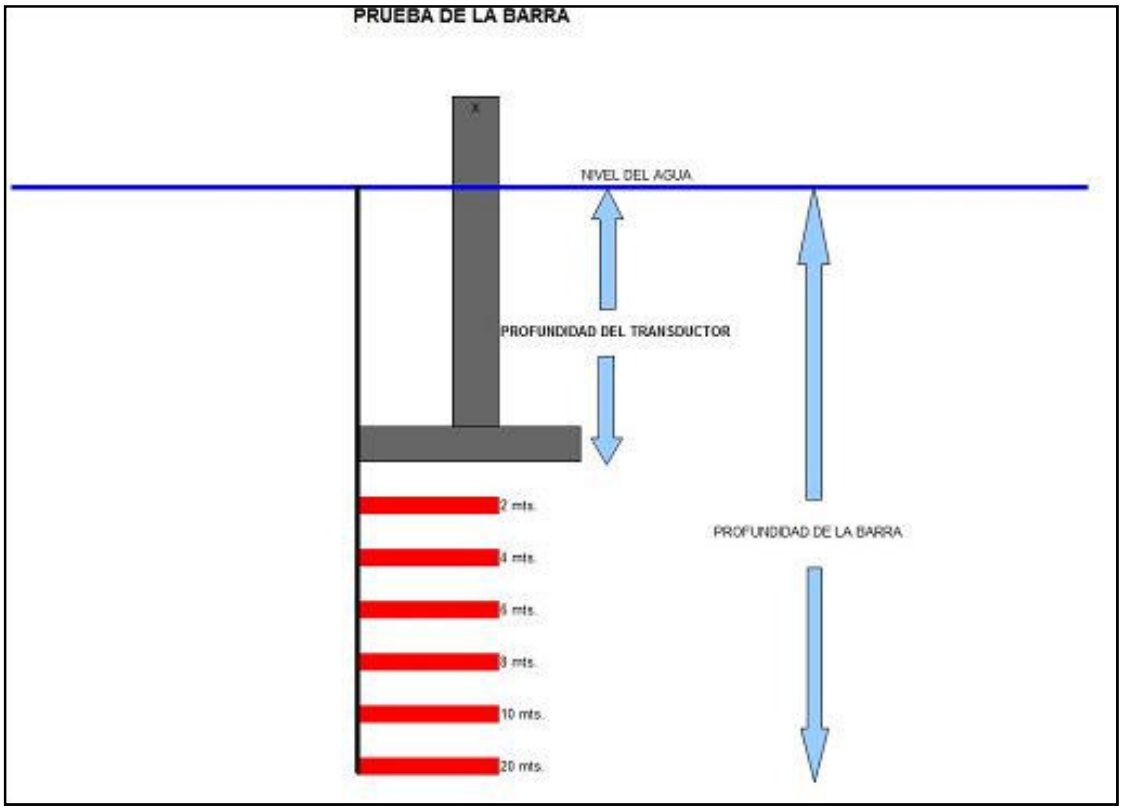
1.2.8.2.9 DETERMINACIÓN CALADO DEL TRANSDUCTOR

Para poder determinar el valor de calado del transductor, antes de dar inicio de los trabajos de la jornada se deberá realizar la prueba de Barcheck, considerando los siguientes procedimientos:

a) Arriada de la barra de contraste a profundidades de 2, 4, 6, 10 y 20 m, al inicio y al término de la jornada de trabajo.

b) En cada jornada de trabajo se deberá ajustar el offset de calado del transductor haciendo coincidir la profundidad indicada por el ecosonda con la de la barra en la lectura de 2 m.

Figura 1.2.8-14: Prueba de la barra



Fuente: Archivos Propios

1.2.8.2.10 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Tanto para la obtención de información como para el procesamiento de los datos se deberá utilizar un software de hidrografía como Hypack o similar. Durante el procesamiento de datos del archivo obtenido en terreno se le deberán aplicar las correcciones por marea y por velocidad del sonido, obteniendo la sonda final o sonda plano. Esta información deberá representada en formato CAD o similar con la densidad deseada, pudiendo generar además representaciones graficas en 3D del relieve del fondo marino.

1.2.9 MAREAS

1.2.9.1 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN

El instrumento a utilizar es un mareógrafo venteado, con un rango de medición aproximado de 0 a 10 m, suficiente para cubrir las amplitudes de marea en periodos de sicigia.

Los materiales a utilizar en la medición de mareas son:

a) Tubo de PVC o fierro adosado a muelle graduado cada 5 cm

b) Nivel topográfico

c) Mira estadimétrica

d) Computador portátil

El tubo de PVC o metálico debe estar sellado en el extremo sumergido con 2 perforaciones de no más de 7 mm de diámetro, para que este actué como filtro mecánico y minimice la influencia del oleaje sobre la medición de marea, el tubo debe ser graduado cada 5 cm. de tal forma que sea legible a distancia, para posibilitar lecturas directas, cuya finalidad es corroborar el registro del mareógrafo.

Posteriormente, el tubo debe quedar fijo en alguna estructura (muelle, escala de desembarco o similar) con el objetivo de poder realizar lecturas visuales de su graduación, además debe quedar lo más perpendicular posible, debido a que será la base de la vinculación altimétrica de las cotas fijas de marea.

Las cotas fijas de marea deben ser ubicadas en lugares que no tengan movilidad en el tiempo, y deben ser convenientemente marcadas y posicionadas con GPS de mano. Posterior a la instalación y vinculación altimétrica se debe realizar una monografía de cada cota instalada.

Figura 1.2.9-1: Mareógrafo



Fuente: Archivos Propios

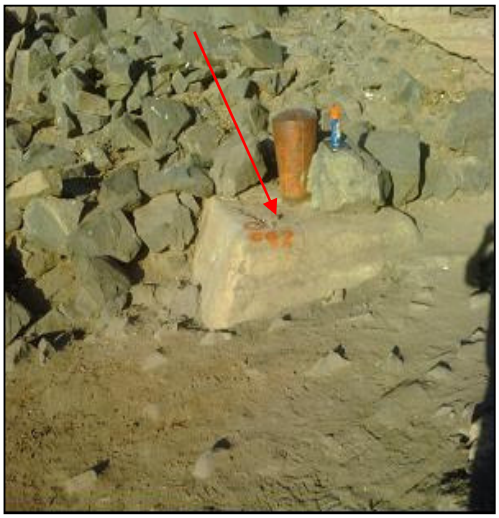
Tabla 1.2.9-1: Monografía de cota

MONOGRAFIA DE COTA

COTA: CG02	LUGAR: CALETA CRUZ GRANDE

FOTOGRAFIAS GENERALES





FOTOGRAFIA PARTICULAR



COORDENADAS

NORTE	6.739.708
ESTE	275.584
Mº CENTRAL	69
ZONA	19
LATITUD	29° 27' 7,13782" S
LONGITUD	71° 18' 49,96577" W
ALTURA	

DESCRIPCION: Disco de bronce empotrado en cemento en monolito de bita que se ubica aproximadamente a 50 m al Este de CG01.

Fuente: Archivos Propios

1.2.9.2 REGISTRO DE DATOS

El instrumento a utilizar debe ser capaz de registrar en su datalogger la diferencia de presión de la columna de agua sobre el cero del sensor. El intervalo mínimo de medición para caracterizar una curva de marea es de 10 minutos, intervalo que posibilita la obtención de una serie horaria para el posterior cálculo de los armónicos de marea, cuyo período mínimo de medición para la obtención del Nivel de Reducción de Sonda es de 30 días continuos, dado que en este período temporal es posible registrar los máximos y mínimos niveles de altura de marea en los períodos de sicigia y cuadratura lunar respectivamente.

El datalogger escanea la presión de la columna de agua cada 60 segundos y promedia un valor de registro cada 10 minutos de las variables mencionadas anteriormente. En general los equipos tienen una capacidad de almacenamiento estándar de 512 kb lo que les da una autonomía aproximada de 90 días de registro continuo, dichos registros pueden ser retirados mediante un computador portátil conectándose directamente al datalogger.

Para obtener una medición válida, se debe vincular altimétricamente a través de una nivelación cerrada, vinculando el cero del sensor con tres cotas fijas en tierra.

1.2.9.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Por lo general, los mareógrafos cuentan con las características mínimas para realizar un registro confiable de la columna de agua y de este modo lograr una fiel caracterización de la zona estudiada, sin embargo, cada instrumental ofrece características diferentes en cuanto a los parámetros de precisión y rango de medida.

Tabla 1.2.9-2: Características de las variables de marea

Variable Meteorológica	Precisión	Rango de medida	Unidades de medida
Marea	± 0,1% del máximo de la escala utilizada	0-10 m	m

Fuente: Elaboración Propia

1.2.9.4 ASEGURAMIENTO DE CALIDAD DEL EQUIPO Y REGISTRO DE DATOS

Los mareógrafos deben contar con un certificado de calibración de fábrica.

Antes de cada medición en la zona de estudio, el equipo será calibrado en un tubo graduado el cual contiene agua de mar y se realizarán lecturas a diferentes niveles de este. Esta comparación, a una escala conocida, permite ajustar los parámetros del equipo para su óptimo funcionamiento.

El control de la medición del mareógrafo in situ se realiza mediante lecturas comparativas, entre el tubo graduado y los datos registrados durante una hora a intervalos definidos según la necesidad del registro de la marea. Esta comparación garantiza el buen funcionamiento del instrumento utilizado en la puesta en marcha del estudio a realizar.

1.2.10 CORRIENTES

1.2.10.1 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE CORRIENTES EULERIANAS

El instrumento a utilizar es un Acoustic Doppler Current Profiler (“ADCP”) o similar, con un modo de largo alcance mínimo de 1.200 a 300 kHz, cuyos rango de medición en la columna de agua pude variar entre 11 a 165 m, con capas entre 0,25 a 8 m.

Los materiales a utilizar en la medición de corrientes son:

a) ADCP

b) Estructura para montar el ADCP, cuyas características deben permitir el libre movimiento del instrumento en el eje x e y.

c) Muerto, el cual debe contar el peso suficiente para que el instrumento fondeado no tenga movilidad.

d) Maniobras

El posicionamiento del fondeo del ADCP debe ser realizado con la metodología de GPS diferencial, siendo la base un vértice perteneciente a la red geodésica nacional. La profundidad del fondeo debe ser verificada con escandallo o ecosonda portátil.

El fondeo del ADCP debe ser apoyado por un buzo comercial, de manera de constatar in situ la verticalidad del fondeo del ADCP respecto al fondo.

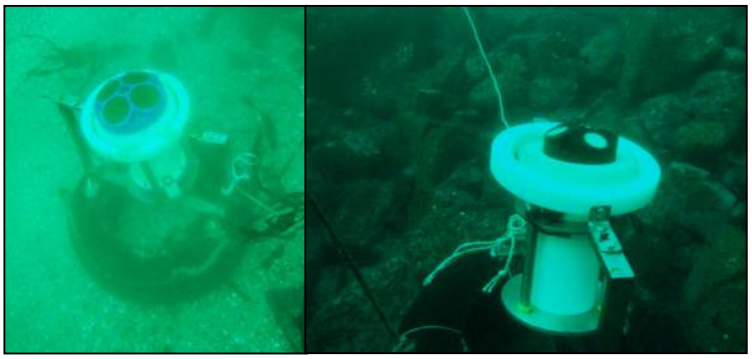
Para facilitar el retiro del ADCP fondeado se recomienda hacer firme al muerto un cabo, el cual debe ser guiado por el fondo a unos 10 m del muerto y en este lugar fijar el cabo al fondo, posteriormente al extremo libre del cabo amarar un boyarín señalizado “entre aguas”.

Figura 1.2.10-1: ADCP



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.10-2: Sistema de fondeo del equipo ADCP.



Fuente: Archivos Propios

1.2.10.2 REGISTRO DE DATOS

El instrumento a utilizar debe ser capaz de registrar en su datalogger la velocidad de una partícula en la columna de agua sobre el cero del sensor. El intervalo mínimo de medición para caracterizar la velocidad de la corriente es de 10 minutos, intervalo que posibilita la obtención de una serie horaria para el posterior cálculo de los estadísticos básicos para caracterizar el patrón de corrientes.

El datalogger escanea la velocidad de la corriente a diferentes capas de la columna de agua con una frecuencia de muestreo típica de 2 Hz y promedia un valor de registro cada 10 minutos. En general los equipos tienen una capacidad de almacenamiento estándar aproximada de 256 Mb lo que les da una autonomía aproximada de 45 días de registro continuo, dichos registros pueden ser retirados mediante un computador portátil conectándose directamente al datalogger.

Por lo general el tiempo de medición de corrientes es de 30 días continuos, dado que en este intervalo temporal es posible registrar las máximas y mínimas velocidades de la columna de agua en los periodos de sicigia y cuadratura lunar.

1.2.10.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Por lo general los ADCP cuentan con las características mínimas para realizar un registro confiable de la columna de agua y de este modo lograr una fiel caracterización de la zona estudiada, sin embargo, cada instrumental ofrece características diferentes en cuanto a los parámetros de precisión y rango de medida.

Tabla 1.2.10-1: Características generales de las variables de medida del instrumento

Variable Meteorológica	Largo de alcance, kHz	Precisión celda	Rango de medida, m	Desv. estándar, cm/s
Corrientes	1.200	Min. 0,25 m Max. 2,00 m	11 – 14 15 – 20	12,9 2,0
Corrientes	600	Min. 0,50 m Max. 4,00 m	39 52	12,9 2,0
Corrientes	300	Min. 1,00 m Max. 4,00 m	92 – 71 126 – 95	12,8 2,0

Fuente: Elaboración Propia

1.2.10.4 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE CORRIENTES LAGRANGIANAS

Por su parte, los estudios lagrangianos analizan la circulación en forma indirecta, a través de la observación de las trayectorias que experimentan ciertos objetos flotantes, cuando son impulsados por las corrientes. Estas mediciones son muy sensibles a la acción directa del viento sobre las veletas y además muestran una gran divergencia direccional aunque los puntos iniciales sean muy próximos.

1.2.10.5 INSTRUMENTO

El instrumento a utilizar es un derivador el cual es lanzado al mar a diferentes capas de la columna de agua.

Los materiales a utilizar en la medición de corrientes lagrangianas son:

a) Derivador

b) GPS de mano

c) GPS diferencial (“DGPS”)

d) Reloj digital

El posicionamiento de los derivadores en su trayectoria debe ser realizado con la metodología de DGPS, siendo la base un vértice perteneciente a la red geodésica nacional.

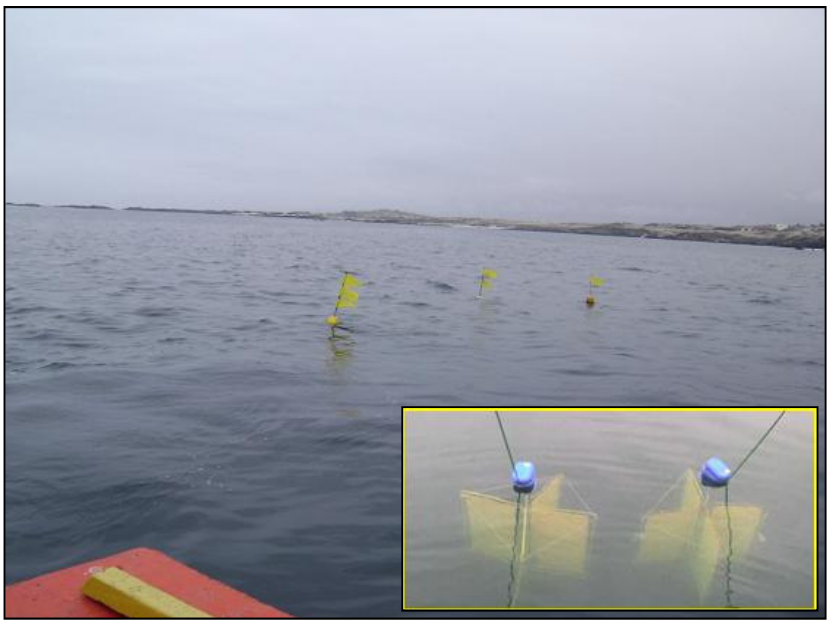
Los lanzamientos de los derivadores generalmente son definidos en tres puntos distintos. Estos puntos se definen mediante una triangulación en base al perfilador de correntometría Euleriana, de manera de poder correlacionar el patrón de corrientes de ambas metodologías. Por consiguiente, el fondeo del ADCP debe ser previo a esta medición.

La metodología de registro del posicionamiento de la trayectoria de los derivadores se realiza con el apoyo del sistema DGPS, el cual registra los movimientos de la embarcación durante todo el tiempo de la campaña de medición.

Una vez lanzado los derivadores en los puntos definidos, la embarcación debe aproximarse lo más posible a cada derivador por el lado que se halla instalado el GPS

móvil en la embarcación, registrando la hora en la cual se produce el encuentro. De esta manera será posible, posteriormente, ubicar el posicionamiento del derivador en cada hora registrada.

Figura 1.2.10-3: Derivadores



Fuente: Archivos Propios

1.2.10.6 REGISTRO DE DATOS

Las mediciones de los derivadores lanzados se realizan registrando la hora local o GMT a conveniencia, en el instante en el cual se produce el cruce del derivador y el DGPS móvil instalado en la embarcación, a intervalos de 10 minutos durante 1 hora, en un proceso de llenante y vaciante en fase lunar de sicigia y cuadratura, de acuerdo al SHOA PUB. 3201.

Las mediciones se realizan en tres capas distintas para cada uno de los puntos de lanzamiento definidos. Las capas a evaluar generalmente son tres:

a) Superficial (1 m bajo la superficie).

b) Intermedia (5 m bajo la superficie).

c) Fondo (10 m bajo la superficie).

Los derivadores deben estar demarcados convenientemente para una fácil distinción de la profundidad de registro.

Obteniendo la posición y el tiempo de cada intervalo de registro del avance de los derivadores, es posible obtener posteriormente, mediante un procesamiento de estos datos, la velocidad y dirección instantánea y promedio de los derivadores.

1.2.10.7 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Los derivadores generalmente son confeccionados mediante tubos de PVC o material de similares características con una altura aproximada de 1,2 m., a este tubo se le agrega en su parte media un boyarín y en el extremo superior, se complementa con un banderín que permita la visualización a distancia y una distinción para poder determinar cuál es la capa que está registrando.

En el extremo inferior se amarra un cabo con la distancia necesaria para medir las distintas capas definidas, en el otro extremo del cabo se debe amarar la cruceta cuyas medidas generales son de 0,6 m de largo y 0,6 m de ancho, la cual debe tener el peso necesario para que esta se mantenga a la profundidad deseada.

1.2.10.8 CORRENTOMETRÍA DIRECTA (BOTTOM TRACKING)

Para mediciones de velocidades de corrientes en estuarios y zonas costeras, se utiliza un ADCP desde embarcaciones móviles, constituyendo una herramienta de resolución espacial y temporal para el estudio de los componentes mareales del campo de velocidades.

Esta modalidad se suele usar para definir perfiles de corriente en la columna de agua ya que permite medir corriente en varias profundidades simultáneamente en un mismo punto y a través de transectas.

1.2.10.9 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DISPERSIÓN CON TRAZADORES QUÍMICOS

La capacidad de dispersión y dilución de un contaminante en la columna de agua depende en forma general por los agentes geofísicos forzantes, como corrientes locales, viento, oleaje y el grado de difusión estimado a través del gradiente de concentración de un trazador (por ejemplo, rodamina o fluoresceína), donde se asume un comportamiento pasivo de éste, lo que implica que la distribución del trazador depende exclusivamente de los forzantes geofísicos y no existe reacción con el agua de mar.

Los materiales a utilizar en la medición de dispersión con trazadores químicos son:

a) Rodamina

b) DGPS

c) GPS de mano, navegador

d) Fluorometro

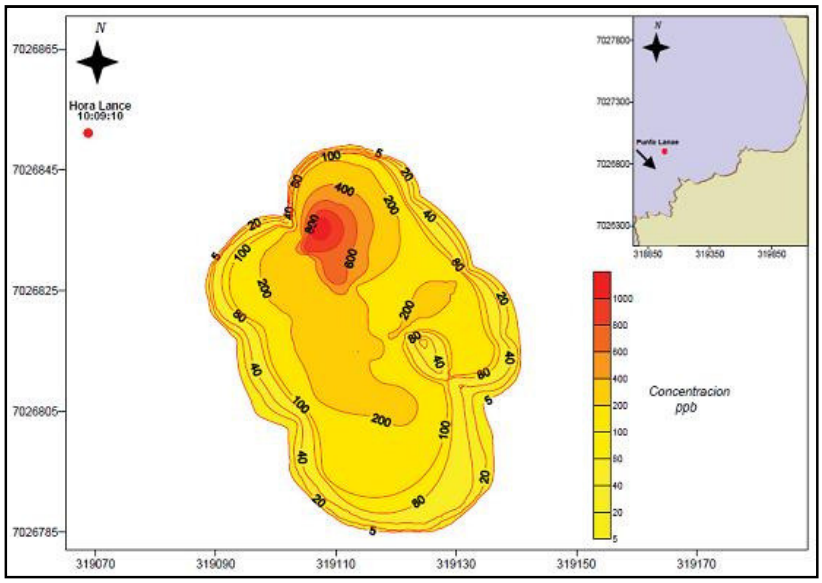
Los estudios de dispersión de trazador químico se deben llevar a cabo en condición de marea llenante y vaciante, en períodos de sicigia y cuadratura lunar.

En cada inyección de rodamina en el área de estudio, se debe verter aproximadamente una concentración de 580 ppm (mg/l) de rodamina, para luego esperar un tiempo suficiente hasta lograr que el trazador se disperse en la superficie del mar. Posteriormente, se deben realizar transectas a lo largo y ancho de la mancha, registrando mediante fluorometro la concentración de rodamina, fecha y hora cada un segundo mediante DGPS, registrando además las horas de entrada y salida de la mancha para obtener las transectas mediante un post proceso de los registros DGPS.

Durante el período de medición en terreno es preciso monitorear la trayectoria de las manchas desde un punto de lance, con posicionamientos tomados con sistema DGPS. Previo al lanzamiento, se debe verificar la dirección del movimiento del agua superficial y el valor de base de la fluorescencia del agua de mar. Posteriormente la información colectada es procesada trazando isolíneas de igual concentración, lo cual permite reconstruir las manchas seleccionando aquellas lecturas que muestran una mayor dispersión de concentraciones. Con esta información se puede estimar coeficientes de dispersión total.

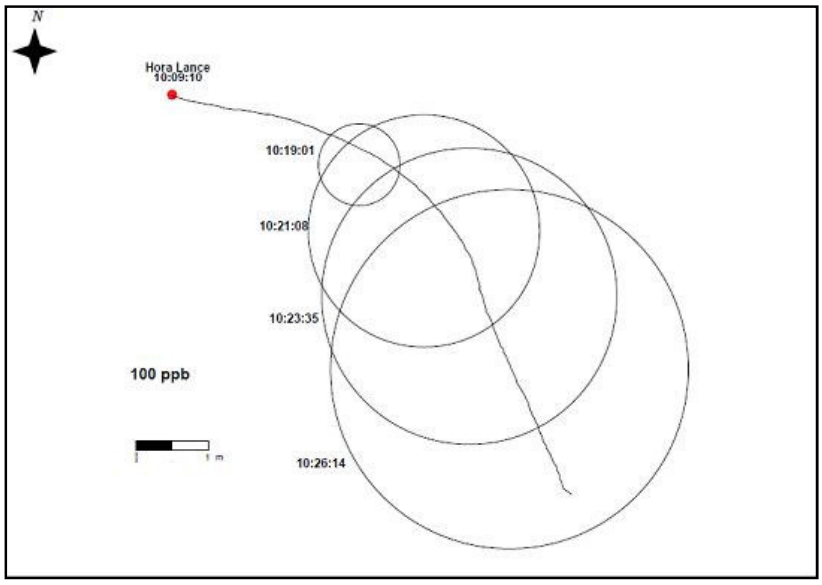
La Figura 1.2.10-4 y Figura 1.2.10-5 presentan las isolíneas obtenidas del proceso de concentración de la mancha de rodamina y posteriormente se presenta la trayectoria de la circunferencia de la mancha.

Figura 1.2.10-4: Isolíneas obtenidas del proceso de concentración de la mancha de rodamina



Fuente: Costasur "EIA Proyecto Abastecimiento de agua para minera del valle de Copiapó sector bahía Totoralillo, región de Atacama"

Figura 1.2.10-5: Ejemplo trayectoria de la circunferencia de mancha



Fuente: Costasur "EIA Proyecto Abastecimiento de agua para minera del valle de Copiapó sector bahía Totoralillo, región de Atacama"

1.2.10.10 DERIVA LITORAL

Las derivas de elementos flotantes o químicos (Rodamina) en la zona de rompiente buscan registrar el comportamiento de la corriente por la acción del oleaje incidente en el área de estudio y visualizar el sentido de la corriente en un intervalo de tiempo necesario para su descripción. Generalmente, las experiencias de deriva litoral se realizan en condición de marea llenante y vaciante en período de sicigia y cuadratura lunar.

1.2.10.11 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE CORRIENTE LITORAL

Los materiales a utilizar en la medición de corriente litoral son:

a) Elementos flotantes (boyarines) o rodamina

b) GPS de mano

c) Cámara fotográfica

1.2.10.12 REGISTRO DE DATOS

El elemento flotante o rodamina debe ser lanzado o vertido, según el caso en la zona de rompiente, demarcando el punto inicial mediante GPS, de esta forma se registra el punto de lanzamiento y luego de un tiempo apropiado, el punto final. Con esta información se obtiene la distancia recorrida por los agentes y el intervalo de tiempo de medición.

En forma complementaria es posible realizar un registro fotográfico de inicio, desarrollo y fin de la experiencia.

1.2.11 VIENTOS

1.2.11.1 METODOLOGÍA DE MEDICIÓN DE VIENTOS

La medición de vientos se realiza con instrumentos registradores. Los anemógrafos actuales tienen memoria de estado sólido y permiten además su transmisión a distancia.

La altura estándar a la que debe situarse el sensor de velocidad y dirección es de 10 metros sobre el nivel medio del mar. En el caso que la evaluación del entorno no permita esta condición y el instrumento deba ser instalado a una altura diferente, es posible corregir la altura mediante funciones de normalización del perfil logarítmico (ref. ROM. 1.0-3 Sept.09 Agentes Climáticos en el Emplazamiento).

Las mediciones de viento en el sitio deben realizarse tanto por el valor intrínseco de la data como para poder correlacionarlo con las mediciones de corrientes.

Los anemómetros que se definan para realizar registros de la velocidad, persistencia, racha y dirección del viento en cada zona de estudio deben cumplir con los requerimientos básicos dispuestos en el SHOA PUB. 3201 “Instrucciones Oceanográficas N°1” (la estación meteorológica deberá ser capaz de registrar y almacenar en memoria interna la dirección y velocidad del viento, de este modo, los instrumentos a utilizar para registrar las variables del viento, debe ser capaces de registrar datos como máximo cada 10 minutos, posibilitando el registro de rachas en ese intervalo horario).

Los materiales a utilizar en la medición de vientos son:

a) Mástil con soporte para vientos, con longitud mayor o igual a 5 m.

b) Estacas para fijar el mástil de forma perpendicular al piso, de otro modo es posible utilizar algún mecanismo que asegure la verticalidad del mástil.

c) Anemómetro

d) Datalogger

e) Computador Portátil

f) Herramientas para la instalación y soporte del mástil.

Previamente a la instalación del instrumento se debe evaluar el entorno, con la finalidad de minimizar el efecto de los detalles topográficos o infraestructuras cercanas a la zona

de instalación que puedan afectar el normal funcionamiento del instrumento y por ende la caracterización de las variables definidas.

Figura 1.2.11-1: Anemómetros



Fuente: Archivos Propios

1.2.11.2 REGISTRO DE DATOS

El instrumento debe ser capaz de registrar en su datalogger velocidad y dirección instantánea, velocidad y dirección promedio, velocidad máxima asociada a su dirección de ocurrencia y desviación estándar asociado a los parámetros de velocidad y dirección medias.

El datalogger escanea la velocidad y dirección del viento cada 10 segundos y promedia un valor de registro cada 10 minutos de las variables mencionadas anteriormente. En general los equipos tienen una capacidad de almacenamiento estándar de 512 Mb lo que les da una autonomía aproximada de 70 días de registro continuo. Dichos registros

pueden ser retirados mediante un computador portátil conectándose directamente al datalogger o por una vía de comunicación satelital o telefónica.

1.2.11.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Por lo general los anemómetros cuentan con las características mínimas para realizar un registro confiable de las variables de velocidad y dirección, y de este modo lograr una fiel caracterización de la zona estudiada, sin embargo, cada instrumental ofrece características diferentes en cuanto a los parámetros de precisión y rango de medida.

Tabla 1.2.11-1: Características de las variables meteorológicas de registro Anemoveleta

Variable Meteorológica	Precisión	Rango de medida	Unidades de medida
Velocidad	± 0,3 m/s para 1 – 60 m/s ± 1,0 m/s para 60 – 100 m/s	1 – 100 m/s	m/s
Dirección	± 3°	0 – 360°	Grados(°)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 1.2.11-2: Características de las variables meteorológicas de registro Anemómetro

Variable Meteorológica	Precisión	Rango de medida	Unidades de medida
Velocidad	± 1,1 m/s para 0 – 45 m/s	0 – 45 m/s	m/s
Dirección	± 5°	0 – 360°	Grados(°)

Fuente: Elaboración Propia

1.2.11.4 ASEGURAMIENTO DE CALIDAD DEL EQUIPO Y REGISTRO DE DATOS

Los anemómetros deben contar con un certificado de calibración de una data no mayor a 6 meses desde la fecha de inicio de las mediciones, emitido por una institución calificada como por ejemplo la Dirección Meteorológica de Chile.

El control de la medición del anemómetro in situ se debe realizar mediante un velocímetro manual que tenga la capacidad de registrar tanto velocidad como dirección, o mediante velocímetro y lecturas de dirección a través de brújula magnética.

1.2.12 CALIDAD DE FONDO

1.2.12.1 TOMA DE MUESTRAS DE SEDIMENTO

La toma de muestras debe ser realizada conforme a lo dispuesto por el SHOA PUB. 3201, la cual solicita la toma de 10 muestras distribuidas en el área de estudio.

Para la toma de muestras de sedimentos se podrán utilizar dos metodologías:

1.2.12.1.1 CON BUCEO AUTÓNOMO

Esta consiste en que una vez posicionada la estación donde se realizará el muestreo, un buzo baja al fondo marino provisto de un muestreador de PVC u otro elemento que permita la extracción de al menos 1 litro de muestra. La toma de muestra debe ser realizada del primer estrato de fondo marino (los primeros 15 cm), la que es subida a superficie por el buzo y envasada en un recipiente plástico sellado. Se procede luego a la rotulación de la muestra, la que al menos debe tener la nomenclatura de la estación muestreada, la fecha de muestreo, el nombre del responsable del muestreo y la localidad donde se realizó el mismo. Este muestreo tiene como limitante la profundidad en que puede realizarse, por cuanto no debe efectuarse a profundidades mayores de 30 m.

1.2.12.1.2 CON DRAGA

Esta consiste en que una vez posicionada la estación donde se realizara el muestreo, se baja una draga la cual ha sido preparada previamente a bordo de la embarcación. Esta draga se deposita en el fondo marino procediendo a la toma de muestra de acuerdo a la técnica propia del equipo, subiendo la muestra a bordo de la embarcación para su envase en un recipiente plástico sellado. Si el volumen extraído no es suficiente se procede a reposicionarse en el punto y repetir la operación hasta completar al menos 1 litro de muestra. Debe efectuarse también la rotulación de la muestra, la que al menos debe tener la nomenclatura de la estación muestreada, la fecha de muestreo, el nombre del responsable del muestreo y la localidad donde se realizó el mismo. Este muestreo no tiene limitaciones de profundidad para su realización.

Figura 1.2.12-1: Draga van Veen y Core Manual



Fuente: Archivos Propios

1.2.12.2 ANÁLISIS DE MUESTRAS DE FONDO

Las muestras obtenidas deben ser enviadas a un laboratorio certificado para que se les realice un análisis granulométrico que permita clasificar las muestras de acuerdo a la escala Udden-Wentworth., clasificando con esto el tipo de fondo marino.

Tabla 1.2.12-1: Escala de tamaño de grano Üdden-Wentworth, con modificaciones de terminología de clases propuesta por Friedman y Sanders

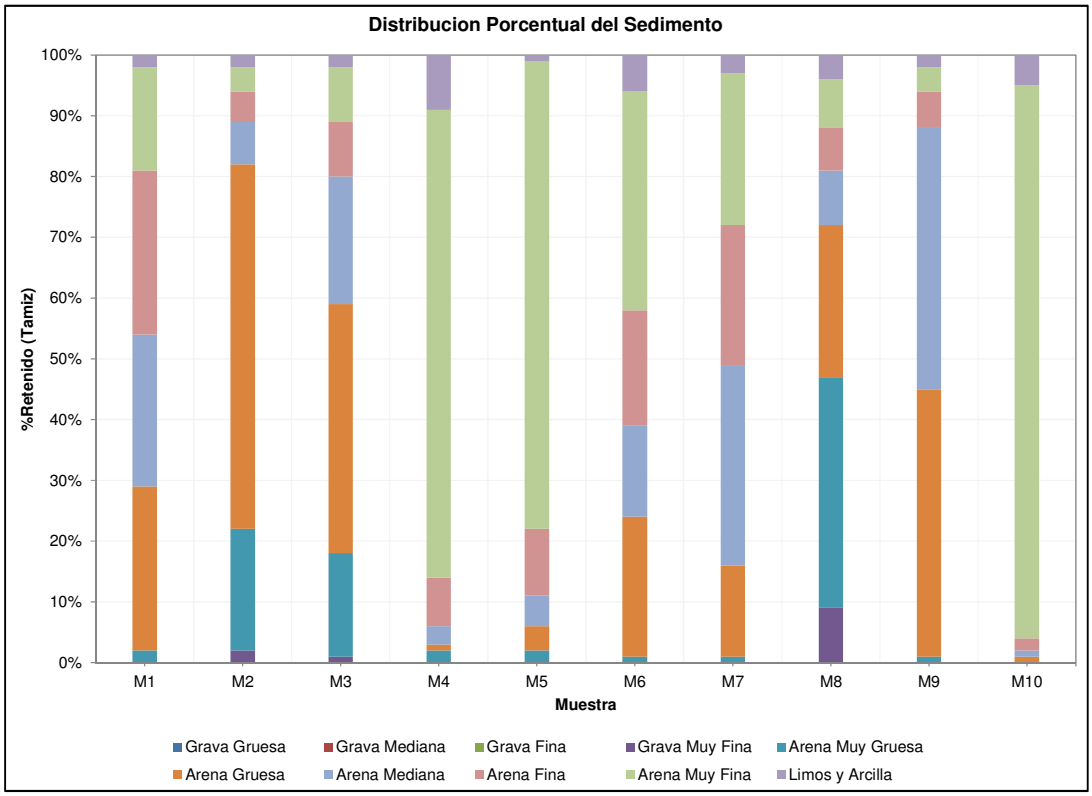
Mallas	Tamaño			Terminología de clases de tamaño de grano		
	Mm	µm	phi (ø)	Wentworth (1922)	Friedman and Sanders (1978)	
	2.048		-11	Bloques	Bloques muy grandes	GRAVA
					Bloques grandes	
	1.024		-10		Bloques medianos	
	512		-9		Bloques pequeños	
	256		-8		Bolones grandes	
	128		-7		Bolones pequeños	
	64		-6		Guijarros muy gruesos	
	32		-5	Guijarros	Guijarros gruesos	
	16		-4		Guijarros medianos	
	8		-3		Guijarros finos	
	4	4000	-2		Guijarros muy finos	
10	2	2.000	-1	Gránulos	Arena muy gruesa	ARENA
	1	1.000	0	Arena muy gruesa	Arena gruesa	
20	0,84			Arena gruesa	Arena media	
	0,5	500	1		Arena fina	
40	0,42			Arena media	Arena muy fina	
60	0,25	250	2		Limo muy grueso	LIMO
80	0,177			Arena fina	Limo grueso	
120	0,125	125	3		Limo medio	
200	0,074			Arena muy fina	Limo fino	
	0,063	63	4	Limo	Limo muy fino	
	0,031	31	5		Arcilla	ARCILLA
	0,016	16	6			
	0,008	8	7			
	0,004	4	8			
	0,002	2	9	Arcilla		

Fuente: Pye (1994)

1.2.12.3 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DE CALIDAD DE FONDO

Se debe realizar un análisis por estación de los sedimentos clasificando estos por porcentaje de composición de cada tipo de material.

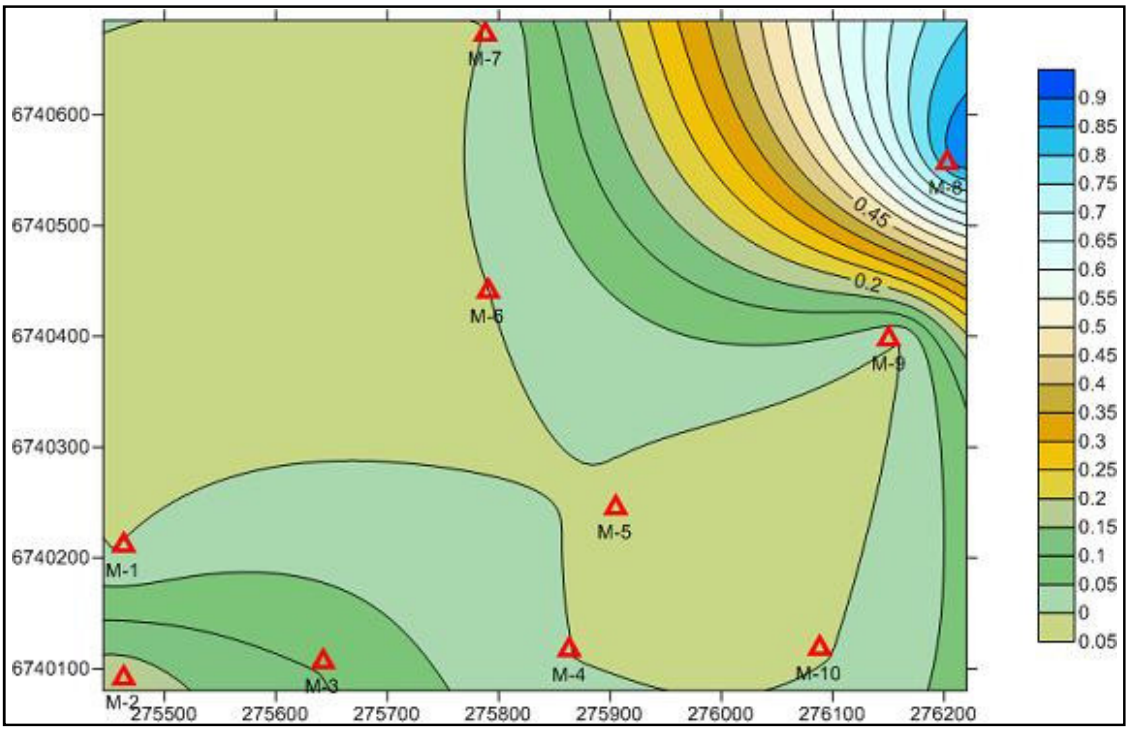
Figura 1.2.12-2: Distribución porcentual del sedimento por muestra



Fuente: Archivos Propios

Además se deberá efectuar un análisis espacial de la distribución de los sedimentos diferenciado por tipo de sedimento.

Figura 1.2.12-3: Distribución Global de Gravas en porcentajes en el área de estudio



Fuente: Archivos Propios

1.2.12.4 Medición de Espesor de Sedimentos con Lanzas de Agua

Las mediciones con lanzas de agua consisten en la determinación del espesor de sedimento mediante la penetración de un elemento metálico provisto de un chorro de agua en el fondo marino.

A bordo de la embarcación se instala una bomba de agua conectada a una manguera, que tiene en su extremo un tubo metálico de 1,5 pulgadas de diámetro graduado cada 5 cm, el cual termina en una boquilla que desplaza el sedimento hacia los costados permitiendo la penetración del tubo en el fondo marino.

La metodología para la realización de la lanza de agua consiste en que una vez posicionada la estación donde se llevarán a cabo estas actividades, el buzo debe bajar una lanza, la que ha sido preparada previamente a bordo de la embarcación, procediendo a realizar la penetración del tubo en el fondo marino hasta conseguir un rechazo, acto seguido se debe medir cuanto fue capaz de penetrar el tubo en el fondo marino y eso es lo que se informa.

A bordo de la embarcación se debe llevar un registro de las coordenadas de cada lanza como así también de su penetración, el que debe consignar además la localidad donde se realizaron y la fecha en que fueron medidas.

En el SHOA PUB. 3201 se requiere que para proyectos que cuenten con boyas, rejeras o donde para las maniobras se utilicen las anclas del barco se deben realizar 3 lanzas de agua por cada ancla.

Las lanzas de agua, además, deben realizarse como complemento de las investigaciones con Sub Bottom Profiler en los casos que las profundidades sean menores a 30 metros, por lo cual su ubicación debe coincidir con los perfiles de Sub Bottom Profiler.

La realización de lanzas de agua está limitada por la profundidad de los puntos de muestreo por cuanto estas no se pueden realizar a profundidades superiores a 30 m, en cuyo caso obligatoriamente se deberán realizar perfiles con Sub Bottom Profiler.

1.2.12.5 PERFILES CON SUB BOTTOM PROFILER

Para proyectos de dragado como así también en proyectos donde se requiera conocer el espesor del sedimento, se deberán realizar perfiles con Sub Bottom Profiler. Estos perfiles deberán ser distribuidos de modo de cubrir toda el área de estudio y entregar una información global del espesor del sedimento existente.

El Sub Bottom Profiler es un equipo cuyo principio de funcionamiento es similar a los ecosondas hidrográficos, variando solamente la frecuencia (entre 3,5 y 12 kHz), lo cual permite penetrar la onda en el sedimento marino hasta encontrar fondo duro.

La captura de datos con Sub Bottom Profiler es similar a la de las batimetrías con un posicionamiento del transductor con GPS en modo RTK u Omnistar, integración de la información en algún software hidrográfico como Hypack y procesamiento de la misma a través de softwares especializados como por ejemplo Sonar Wiz. El análisis de la información debe ser realizado por un geólogo o mecánico de suelos con experiencia en este tipo de estudios.

1.2.13 LÍNEA DE PLAYA

La determinación de la línea de baja marea, alta marea y línea de 80 m deberá ser efectuada en toda la extensión del área considerada en el levantamiento topográfico, de acuerdo a las pautas técnicas indicadas en el SHOA PUB. 3104 "Instrucciones Hidrográficas Nº 4", Edición 2009.

En los sectores de playa de arena o rocas, las mediciones deberán ser efectuadas utilizando GPS en modo diferencial cinemático post proceso o con estación total desde puntos coordenados.

La determinación de la línea de playa debe realizarse en período de sicigia lunar (luna llena o nueva), preferentemente en la sicigia de mayor amplitud del mes.

Para poder definir las fechas tentativas en que se realizarán los trabajos se deberá consultar el SHOA PUB. 3009 "Tablas de Marea de la Costa de Chile".

Durante la medición de la línea de alta y baja marea se deberá tomar un registro gráfico ya sea a través de fotografías o videos, el que deberá anexarse a los informes técnicos respectivos.

En el caso de requerirse la aprobación por parte de la DIRECTEMAR de la línea de playa, se deberá tramitar a través de ese organismo la inspección y posterior aprobación de la misma. En el caso de no requerirse esta aprobación se deberá tramitar ante la capitanía de puerto local la presencia de un profesional para la definición de la línea de alta y baja marea.

1.2.14 INSPECCIÓN SUBMARINA

Las inspecciones submarinas deben ser realizadas por un contratista de buceo, el cual debe cumplir con todas las normativas de seguridad emitidas por la autoridad marítima para este tipo de trabajos. Sera obligatorio presentar como anexo a los informes de inspección submarina el permiso de buceo emitido por la capitanía de puerto local.

La inspección submarina deberá ser realizada por medio de buceo semi asistido mediano o pesado con sistema de circuito cerrado de televisión, obteniendo un registro filmo gráfico de la inspección a través de un video de las tareas realizadas.

1.2.15 OLAS

1.2.15.1 INSTRUMENTO

El instrumento a utilizar es un ADCP con un modo de largo alcance mínimo de 1.200 a 300 kHz, cuyos rango de medición en la columna de agua pude variar entre 11 a 165 m, con capas entre 0,25 a 8 m.

Los materiales a utilizar en la medición de olas son:

a) ADCP

b) GPS de mano

c) GPS diferencial (GPS base y móvil)

d) Estructura para montar el ADCP, cuyas características deben permitir el libre movimiento del instrumento en el eje x e y.

e) Muerto, el cual debe contar el peso suficiente para que el instrumento fondeado no tenga movilidad.

f) Maniobras

El posicionamiento del fondeo del ADCP debe ser realizado con la metodología de DGPS, siendo la base un vértice perteneciente a la red geodésica nacional; la profundidad de fondeo debe ser verificada con escandallo o ecosonda portátil.

El fondeo del ADCP debe ser apoyado por un buzo comercial, de manera de constar in situ la verticalidad del fondeo del ADCP respecto al fondo.

Para facilitar el retiro del ADCP fondeado se recomienda hacer firme al muerto un cabo, el cual debe ser guiado por el fondo a unos 10 m del muerto y en este lugar fijar el cabo al fondo, posteriormente al extremo libre del cabo amarar un boyarín señalizado “entre aguas”.

1.2.15.2 REGISTRO DE DATOS

El instrumento generalmente es programado para activarse cada tres (3) horas y registrar olas a razón de 2 Hz (0,5 segundos), durante 35 minutos generando con esto un burst.

Los datos de configuración del instrumento se muestran en la Tabla 1.2.15-1:

Tabla 1.2.15-1: Programación ADCP Oleaje Direccional

Instrumento	**ADCP modelo "RD Instrument Teledyne 300 kHz" con capacidad para medición de oleaje direccional.**
Altura sensor desde el fondo	1 m
Frecuencia de muestreo	2 Hz
Número de datos por burst	4.200
Tiempo entre burst (s)	10.800
Sistema de referencia	Norte magnético

Fuente: Elaboración Propia

En general los equipos tienen una capacidad de almacenamiento estándar aproximada de 256 kb lo que les da una autonomía aproximada de 45 días de registro continuo, dichos registros pueden ser retirados mediante un computador portátil conectándose directamente al datalogger.

El proceso posterior se realiza mediante una plataforma computacional que permite rescatar tanto los espectros de energía (frecuencia y dirección), como también parámetros de resumen de altura, período y dirección, tal como se muestra en la Tabla 1.2.15-2:

Tabla 1.2.15-2: Parámetros de resumen

B#	Numero de burst
YY	Año
MM	Mes
DD	Día
HH	Hora
Hs	Altura de ola significativa, m

TP	Periodo peak espectral, s
Dp	Dirección de las olas peak con respecto al norte magnético
Depth	Marea referida al 0 del instrumento, mm
H1/10	Ola del 10 % Superior
Tmean	Período promedio, s
Dmean	Dirección promedio

Fuente: Elaboración Propia.

1.2.15.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Por lo general los ADCP cuentan con las características mínimas para realizar un registro confiable de la altura de ola y de este modo lograr una fiel caracterización de la zona estudiada, sin embargo, cada instrumental ofrece características diferentes en cuanto a los parámetros de precisión y rango de medida.

Tabla 1.2.15-3: Características generales de las variables de medida del instrumento

Variable Meteorológica	Largo de alcance, kHz	Precisión celda	Rango de medida, m	Desv. estándar, m
Olas	300	Min. 1,00 m Max. 8,00 m	92 – 71 126 – 95	2,0 - 12,8
Olas	600	Min. 0,50 m Max. 4,00 m	39 52	3,0 - 12,9
Olas	1.200	Min. 0,25 m Max. 2,00 m	11 – 14 15 – 20	2,0 - 12,9

Fuente: Elaboración Propia

1.2.16 PERFILES CON MAGNETÓMETRO

La distribución del campo magnético originado en los polos terrestres se puede alterar por diversas razones: por la actividad solar, por la presencia de grandes objetos construidos con materiales de alto contenido de hierro como aviones, barcos o submarinos, o a causa de la influencia de estructuras geológicas formadas por minerales que contienen sustancias ferromagnéticas como el hierro, níquel o cobalto (Fe, Ni, Co). Es posible

detectar tales anomalías mediante los Sensores de Anomalías Magnéticas (SAM), instrumentos mucho más sensibles que la brújula, diseñados especialmente para detectar las pequeñas alteraciones en la distribución del campo magnético terrestre.

Los SAM son sensibles sólo a las perturbaciones magnéticas causadas por la presencia de Fe, Ni, Co y sus aleaciones, o por óxidos u otros minerales que los contengan. De hecho, la primera aplicación práctica de un magnetómetro de este tipo fue la de localizar depósitos minerales con componentes magnéticos.

Estos detectores son sensibles a cualquier acumulación de mineral ferroso con tal de que no se encuentre muy alejada de la superficie, pero también detectan cualquier otro objeto ferromagnético cercano. Debido a su extrema sensibilidad y para no afectar las lecturas, los operarios deben despojarse de todos los objetos magnéticos como cuchillos, hebillas, gafas de armadura metálica o llaveros. Es típico que los magnetómetros geológicos se coloquen en pértigas de 2 a 3 m de longitud con el fin de atenuar cualquier influencia proveniente del operador, para lo cual el instrumento es remolcado por un barco.

Figura 1.2.16-1: Sensor de anomalía magnética



Fuente: Archivos Propios

Generalmente los magnetómetros marinos son de alto rendimiento y tienen una construcción resistente y fácil de operar. Cuentan con alarmas sonoras y visuales para la detección de objetivos. A éstos se les conecta un GPS para obtener coordenadas, las cuales pueden ser capturadas con los datos de lectura en una impresora incorporada. É

stos cuentan con un interruptor de sensibilidad ajustable que permite al operador seleccionar la máxima sensibilidad para las búsquedas en aguas abiertas o una menor sensibilidad de ponerse a trabajar en los ríos o en puertos donde las estructuras de acero pueden estar cerca.

La investigación con magnetómetro es recomendable en proyectos de dragado donde se requiere definir la existencia de elementos que interfieran con las faenas.

1.2.17 INVESTIGACIÓN DEL FONDO MARINO CON SIDE SCAN SONAR

La mayoría de las sondas laterales van montadas en dispositivos sumergibles que son arrastrados por un barco, evitando en gran medida la problemática asociada al movimiento de la nave. Este tipo de dispositivos sumergibles se denomina deep tow.

Emplean transductores que emiten pulsos de altas frecuencias (10 a 500 kHz) y que están especialmente diseñados para que emitan un haz concentrado de sonido que tienen un ángulo de abertura horizontal de menos de 21° y un ángulo de abertura vertical mayor de 201°, y cada impulso de sonido es de muy corta duración (< 1 ms).

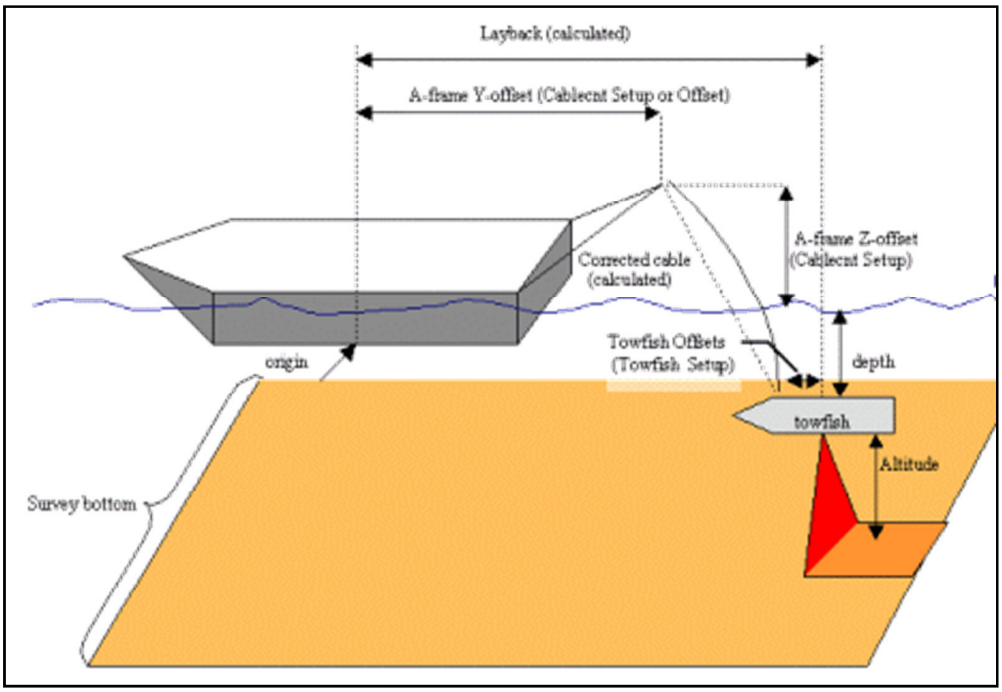
Representa uno de los mejores sistemas diseñados para obtener una visión de cómo es el fondo marino. La imagen del fondo marino se dibuja en tonos de grises en función de la reflectividad del fondo y en dos coordenadas, rango y distancia, a lo largo de la trayectoria seguida por el barco. La reflectividad es consecuencia directa de la morfología del fondo y orientación de las mismas, así como del tipo de sedimento que conforma la superficie y los primeros centímetros del subfondo.

Figura 1.2.17-1: Side scan Sonar Yellowfin. IMAGENEX Yellowfin



Fuente: Archivos Propios

Figura 1.2.17-2: Side scan Sonar Yellowfin. Ejemplo del Modo de Operación

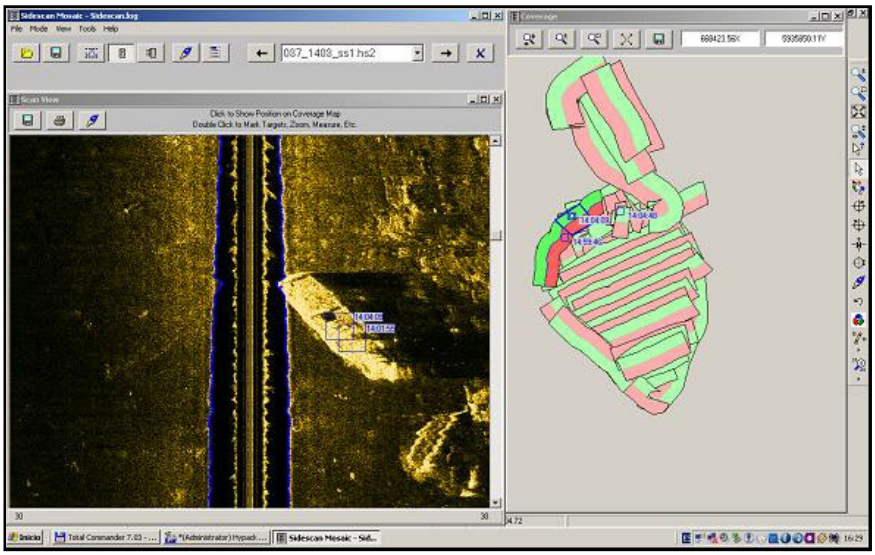


Fuente: Archivos Propios

La conjunción de todos estos instrumentos, la preparación, ejecución y procesamiento de la data obtenida no podría ser posible sin una plataforma de colección, Hypack creada para la Hidrografía, lo que permite correlacionar todos y cada uno de los equipos, obteniendo los resultados de precisión y calidad que son requeridos en estas labores.

Hypack, es una manera excelente de interpretación de estas imágenes sonográficas. A modo de ejemplo, la Figura 1.2.17-3 muestra de manera clara uno de los naufragios detectados en la poza de Talcahuano.

Figura 1.2.17-3: Imagen en Hypack Side scan sonar



Fuente: Archivos Propios

1.2.18 ESTUDIOS BÁSICOS MARÍTIMOS MÍNIMOS

En la actualidad, en Chile, existe un marco regulatorio definido por DIRECTEMAR en conjunto al SHOA, que determina los estudios básicos marítimos que se deben realizar para el desarrollo de proyectos, en los cuales la nave de diseño es mayor a 50 TRG y 18 m de eslora.

En el presente acápite, se expone una propuesta de estudios básicos marítimos mínimos a realizarse en proyectos donde su nave de diseño es menor a 50 TRG y 18 m de eslora, por tanto, complementario al marco regulatorio existente.

La tabla propuesta, presenta una subdivisión de acuerdo a la ubicación del proyecto (aguas interiores como canales, fiordos, estuarios, lagos, etc., o en mar abierto).

Se debe considerar, que es responsabilidad del ingeniero determinar que estudios se deben realizar y sus características, los mínimos propuestos son recomendaciones y no tienen carácter obligatorio. Por tanto, se debe analizar de acuerdo a las características particulares del proyecto si se requieren tipologías de estudio adicionales a los propuestos en esta Guía.

Para el caso específico del estudio de Calidad de Fondo, está sugerida su ejecución en los casos que no esté recomendado la ejecución de sondajes (sección 1.3.7).

		Naves Menores (Semi Industriales y Artesanales)								
		Aguas Abiertas								
		Batimetría	**Topografía**	**Estudio de Olas**	**Estudio de Mareas**	**Estudio de Corrientes**	**Estudio de Vientos**	**Sedimentos**	**Calidad de Fondo**	**Línea de Playa**
Rompeolas de Gravedad Dique Vertical, en Talud y Mixto		Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Rompeolas Flotantes, Sumergido y Exento		Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	—	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Espigones		Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Muros Costeros		Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	-	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	-	-	-	-	Según PUB. 3104 del SHOA
Terminales de Atraque	Muelle Marginal (Opaco y Transparente)	Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
	Muelle de Penetración o Rampa Transparente	Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	-	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	-	-	-	-	Según PUB. 3104 del SHOA

		Naves Menores (Semi Industriales y Artesanales)								
		Aguas Abiertas								
		Batimetría	**Topografía**	**Estudio de Olas**	**Estudio de Mareas**	**Estudio de Corrientes**	**Estudio de Vientos**	**Sedimentos**	**Calidad de Fondo**	**Línea de Playa**
Terminales de Atraque	Muelle de Penetración o Rampa Opaca	Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Generación y Recuperación de Playas		Según PUB. 3105 del SHOA/ No requiere aprobación SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días en verano y 1 en invierno. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días en verano y 1 en invierno. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días en verano y 1 de invierno, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Obras de Dragado		Según PUB. 3105 del SHOA	-	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB 3201.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA

Nota:
Las mediciones de mareas, corrientes y oleaje deben realizarse en forma simultánea cuando se soliciten.

		Naves Menores (Semi Industriales y Artesanales)								
		Aguas Interiores								
		Batimetría	**Topografía**	**Estudio de Olas**	**Estudio de Mareas/Medición de Caudales**	**Estudio de Corrientes**	**Estudio de Vientos**	**Sedimentos**	**Calidad de Fondo**	**Línea de Playa**
Rompeolas de Gravedad Dique Vertical, en Talud y Mixto		Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Rompeolas Flotantes Y Sumergido		Según PUB. 3105 del SHOA	-	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Espigones		Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Muros Costeros		Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	-	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	-	-	-	-	Según PUB. 3104 del SHOA
Terminales de Atraque	Muelle Marginal	Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 6 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	-	Según PUB. 3201 del SHOA	-
	Muelle o Rampa de Penetración Opaca	Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante.	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	-

		Naves Menores (Semi Industriales y Artesanales)								
		Aguas Interiores								
		Batimetría	**Topografía**	**Estudio de Olas**	**Estudio de Mareas/Medición de Caudales**	**Estudio de Corrientes**	**Estudio de Vientos**	**Sedimentos**	**Calidad de Fondo**	**Línea de Playa**
Terminales de Atraque	Muelle o Rampa Transparente	Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	-	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante	-	-	-	-	-
Pontones Flotantes		Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	-	-	-
Generación y Recuperación de Playas		Según PUB. 3105 del SHOA	Estándares de Topografía	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	1 campaña de Medición con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 12 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	Según PUB. 3104 del SHOA
Obras de Dragado Fluvial		Según PUB. 3105 del SHOA	-	-	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	-	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	-
Obras de Dragado Marítimo		Según PUB. 3105 del SHOA	-	1 Campaña de 30 días de duración. Metodología según PUB. 3201 del SHOA	De existir NRS determinado en la zona del proyecto, utilizar Tabla SHOA 3009. En su defecto medición con una extensión mínima de 30 días/Medición caudales vaciante y llenante	1 Campaña con una extensión mínima de 30 días, según metodología de la PUB. 3201 del SHOA	1 Campaña de 3 meses mínimo de extensión, realizando la correlación con una base de datos de 10 años, según la metodología propuesta en la PUB. 3201 del SHOA. En su defecto, se puede realizar una campaña de medición de 6 meses de extensión según metodología SHOA (PUB. 3201).	Si	Según PUB. 3201 del SHOA	-

Nota:

Las mediciones de mareas, corrientes y oleaje deben realizarse en forma simultánea cuando se soliciten

1.3 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

1.3.1 GENERALIDADES

Para los estudios geotécnicos, la empresa consultora deberá analizar las propiedades generales de los terrenos de fundación, especificando los métodos de reconocimiento geofísicos, sondajes, calicatas, pozos, etc. y con ello especificar los ensayos de laboratorio y resultados que se deberán esperar de los análisis y los contenidos de un informe geotécnico que será utilizado posteriormente para el diseño.

En el nivel de estudio preliminar normalmente no se consultan prospecciones, en consecuencia, el Especialista en Geotécnica deberá hacer su aporte basado en los antecedentes existentes y en las observaciones hechas en terreno, complementadas con su experiencia o conocimiento del área en que se emplazarán las obras.

Finalmente, al igual que el resto de los especialistas, el profesional del área geotécnica procederá a definir el tipo y cantidad de prospecciones, toma de muestras y ensayos a ejecutar en terreno en el siguiente nivel de estudios, dimensionándolos según se haya acordado con el Mandante si la próxima etapa será de Anteproyecto o de Estudio Definitivo.

Cabe destacar que cuando se llame a propuesta, el mandante deberá solicitar las prospecciones geotécnicas indicando al menos los precios unitarios de cada prospección, ya que a medida que vaya avanzando el proyecto y que el especialista geotécnico asesor lo estime necesario, el número de estas prospecciones puede variar considerablemente de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo de estas mismas.

En las próximas etapas, consecuentemente, el especialista del área trabajará con los resultados de dichas prospecciones, que podrán confirmar o rectificar las estimaciones previas; en este último caso surgirá la necesidad de complementar las prospecciones en la etapa siguiente, o en la misma etapa si es la definitiva. En este sentido el proyectista y el especialista geotécnico estarán obligados a mantener un seguimiento cercano de los avances de la exploración con el fin de introducir oportunamente los cambios que sean pertinentes.

En todo caso es un hecho, que toda la inversión que se haga en prospecciones, racionalmente diseñadas y correctamente interpretadas, representa sólo una fracción pequeña de los costos en que se incurre durante la construcción al encontrarse realidades más desfavorables que las previstas y en caso contrario, si las prospecciones confirman condiciones de terreno mejores que las previstas, o ayudan a levantar incertidumbres, el diseño de la estructura podrá optimizarse, logrando así una estructura más económica.

Finalmente, es importante destacar que los instrumentos a utilizar para las prospecciones deberán ser debidamente calibrados y preferentemente certificados por alguna empresa competente.

1.3.2 PROPIEDADES DEL TERRENO

Las propiedades índices del suelo tales como granulometrías, contenidos de humedad, índice de huecos y límites de Atterberg se obtendrán mediante ensayos de laboratorio en muestras perturbadas o bien en muestras no perturbadas, también denominadas inalteradas.

Las propiedades geomecánicas tales como su resistencia al corte, módulos de deformación, comportamiento ante cargas cíclicas (sismos), comportamiento post ciclaje, coeficientes de consolidación y de permeabilidad se obtendrán directamente de ensayos in-situ, de muestras ensayadas en el laboratorio, en especial de muestras no perturbadas o inalteradas, o bien mediante correlaciones empíricas adecuadamente referenciadas entre las mediciones in-situ y la propiedad geomecánica correspondiente.

1.3.3 RECONOCIMIENTO GEOFÍSICO

a) El reconocimiento geofísico mediante el método de refracción sísmica se considerará como antecedente complementario al reconocimiento con sondajes mecánicos, calicatas o zanjas y ensayos in-situ. Se aplicará para el reconocimiento general del o de las áreas a estudiar tanto terrestres como marinas. El método consiste en aplicar un impacto o una pequeña explosión en un extremo de la línea a prospectar (fuente de ondas) disponiendo geófonos a lo largo de ella. Mediante la medición de los tiempos de arribo de la onda en cada geófono se determina la velocidad de la onda de compresión v_P, de corte v_S, y los espesores de los horizontes de suelo asociados a cada velocidad de onda. Para líneas de prospección en el mar se utiliza una fuente de ondas consistentes en un cañón de aire comprimido o una señal eléctrica (spark) que genera una perturbación en el agua que se aplica desde una embarcación que arrastra una línea de geófonos semisumergidos. Puede definir la estratigrafía bajo el lecho marino con sus correspondientes velocidades de ondas de compresión (no mide velocidades de ondas de corte), requiriendo una distancia holgada entre la fuente y el inicio de la sarta de geófonos.

Figura 1.3.3-1: Geófono.



Fuente: BBC Mundo.com (2005). BBC Mundo.com 2005. Recuperado 25 de Enero de 2013 en http://news.bbc.co.uk/hi/spanish/science/newsid_4108000/4108412.stm

b) El método de refracción funciona adecuadamente si la rigidez del depósito aumenta con la profundidad. No funciona para caracterizar horizontes más blandos cubiertos por depósitos con mayor rigidez.

c) En el mar y en tierra es aplicable el método PS Logging que consiste en el perfilado por el interior de un sondaje previamente revestido introduciendo un torpedo de unos 2 a 3 m de longitud. En uno de sus extremos el torpedo tiene una fuente emisora que genera ondas de corte (*s*) y compresión (*p*) que se reciben en un transductor ubicado en el otro extremo del torpedo de modo que, midiendo los tiempos de arribo, se obtienen las velocidades v_S y v_P. Desplazando verticalmente el torpedo a lo largo del sondaje es posible obtener la variación de v_S y v_P en profundidad.

Figura 1.3.3-2: Instrumentación para el método de refracción sísmica



Fuente: Oyo Geoinstrument & Security. (2010). Oyo Instruments 2010. Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://www.oyo.jp/other/30-english/29-pdf_catalog/00-other/oyo_instruments2010-e7.pdf

Figura 1.3.3-3: Instrumentación para el método PS Logging



Fuente: Oyo Geoinstrument & Security. (2010). Oyo Instruments 2010. Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://www.oyo.jp/other/30-english/29-pdf_catalog/00-other/oyo_instruments2010-e7.pdf

d) Mediante el método cross-hole, tanto en el mar como en tierra es posible obtener valores de v_S y v_P en profundidad empleando un sondaje geotécnico y otro de simple perforación a no más de 10 m de distancia del anterior. A una cierta profundidad en uno de los sondajes se emite una señal que se recibe en un geófono ubicado a la misma profundidad en el otro sondaje. Se requiere una interpretación cuidadosa con la estratigrafía del suelo, especialmente cuando hay estratificaciones con velocidades muy superiores al resto del suelo que las embebe. El método ha ido perdiendo uso ya que requiere dos perforaciones.

Figura 1.3.3-4: Instrumentación para el método cross hole



Fuente: CFT & Asociados. Ensayos y Pruebas de Pilotes. Equipos, Software y Servicios para los Controles Geotécnicos. Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://fernandeztadeo.com/WordPress/

e) En el mar y especialmente en tierra se utiliza comúnmente la técnica down hole o up hole que consiste en generar una fuente de ondas de corte (*s*) y compresión (*p*) en la superficie del terreno, las que se reciben en un geófono que transita por el interior de un sondaje. Midiendo los tiempos de arribo en distintas posiciones del geófono se obtiene la variación en profundidad de las velocidades v_S y v_P. El sondaje debe estar revestido con un tubo de PVC convenientemente grauteado en contra de las paredes de la perforación. Para el caso de mediciones marinas, como fuente emisora se utiliza un pulso eléctrico (spark).

f) Como metodología de prospección en tierra se ha introducido fuertemente el método de refracción microtremor (ReMi) que permite medir velocidades de ondas de corte y de compresión en profundidad utilizando registros de ruido ambiental. Emplea un equipo similar al utilizado en la refracción sísmica variando el software para la interpretación de los datos. No requiere fuentes de onda ya que emplea el ruido ambiental, no presenta problemas cuando existen estratos de baja velocidad cubiertos por estratos con mayor velocidad y permite cubrir líneas de prospección de gran longitud.

Figura 1.3.3-5: Instrumentación para ensayo down hole o up hole.



Fuente: Geotron Instruments, S.L. Productos. Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://www.geotroninstruments.com/

g) Los métodos geofísicos, aparte de establecer una estratigrafía en base a velocidades de onda, permiten obtener, mediante los valores de v_S y v_P, el módulo de Poisson del suelo y su rigidez a través del módulo de corte dinámico (cíclico) calculado con la velocidad v_S y el peso unitario del suelo. El peso unitario es de

fácil obtención o estimación y además es menos influyente en el valor del módulo de corte.

h) Debido a que los métodos geofísicos miden la velocidad v_S para pequeñas deformaciones, los módulos de corte obtenidos deben ser corregidos estableciendo su dependencia con el nivel de la deformación cíclica, lo que es importante cuando se trata, por ejemplo, de obtener la respuesta dinámica de un depósito de suelo sometido a un sismo. Para el caso de clasificar sísmicamente el suelo se emplea directamente la velocidad v_S medida. La velocidad v_S permite tener una idea de la competencia geotécnica del suelo.

i) A diferencia de los métodos de refracción y ReMi que pueden abarcar grandes extensiones, los métodos que emplean sondajes tales como el PS Logging, el cross hole y el down hole o up hole sólo obtienen resultados concentrados en la vertical del sondaje. Para el caso de prospecciones en tierra se recomienda el método ReMi y en el mar la refracción sísmica. Para proyectos importantes la medición de tierra se puede complementar con down- hole y en el de mar con PS Logging.

j) La penetración mínima de las prospecciones geofísicas será de 30 m, salvo que exista roca a una profundidad menor. La cantidad tipo y distribución de las prospecciones dependerá de la naturaleza de cada proyecto (ver sección 1.3.7).

1.3.4 SONDAJES MECÁNICOS

Podrán programarse en dos etapas, la primera con un espaciamiento holgado a fin de tener una visión general de la estratigrafía del suelo. La segunda etapa, densificará los puntos de reconocimiento en base a los resultados de la primera etapa. Para obras de menor extensión normalmente se utiliza una sola etapa.

No obstante lo anterior, para la correcta ejecución del sondaje y con el fin de evitar distorsiones, se deberá cumplir con lo establecido en la norma ASTM D1586 – 67 (Método estándar de ensayo de penetración y muestreo de suelos con caña partida).

Los sondajes se extenderán hasta la roca o suelo duro con un índice de penetración normalizado por profundidad, N_1, igual a 50 golpes/pie como mínimo, penetrando a lo menos 3 m en roca o 7 m en suelo duro. Para el apoyo de rellenos de explanadas la penetración será de 10 m en suelo con $N_1 \geq 30$ golpes/pie.

En todo caso, la longitud del sondaje deberá cumplir con los requisitos que se señalan a continuación:

a) Para fundaciones directas la penetración, *P*, bajo el sello de fundación, independientemente si exista o no un mejoramiento del suelo bajo dicho sello, será la que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 1.3.4-1: Penetración *P* bajo el sello de fundación

	$L \leq 2B$	$2B < L \leq 5B$	$L > 5B$
$P =$	$2B$	Interpolar linealmente	$4B$

Fuente: Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile. Manual de Carreteras. Chile, 2010

Donde:

L : Lado mayor de la fundación

B : Lado menor de la fundación

Se exceptúan casos en los que a profundidades menores se alcance suelo competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., en cuyo caso y siempre que se avale la continuidad en profundidad de dichos suelos, la exploración podrá detenerse al inicio de ellos.

b) Para fundaciones profundas, tales como pilotes o pilas de fundación, la exploración debe extenderse bajo el nivel previsto para la punta de los pilotes o bajo el sello de fundación de las pilas un mínimo de 7 m, o bien 3 veces el diámetro de la punta del pilote o 3 veces el lado menor de la fundación de la pila, utilizándose el mayor valor que resulte al aplicar ambos criterios. Cuando la punta de los pilotes o el sello de fundación de las pilas se encuentre apoyado en roca se deberá penetrarla un mínimo de 3 m para asegurar que no se trate de un gran clasto. En ocasiones, cuando se requiera tomar tracciones y la fundación debe penetrar en roca o suelo competente, se deberá explorar toda la longitud de penetración prevista, verificando que dicha penetración sea por lo menos 3 veces el diámetro o el lado menor de la fundación si está sometida a compresión.

Las profundidades de exploración establecidas en los párrafos anteriores podrán reducirse de acuerdo al grado de certidumbre geotécnico que establezcan los estudios previos. De hecho, para el caso de estructuras terrestres en suelos no conflictivos, se puede acoplar estudios previos con exploraciones en base a calicatas que no necesariamente cumplen con las profundidades mínimas establecidas, todo lo cual se complementa con algunos sondajes más profundos para validar la continuidad estratigráfica en profundidad.

También pueden ser consideradas como estudio previo las lanzas de agua, no obstante este método de sondaje no entrega mayor información por lo que sólo servirá como complemento al estudio de mecánica de suelos y en ningún caso remplazará dicho estudio.

La programación de las profundidades de fundación establecidas en los párrafos precedentes requerirá al menos una definición preliminar del tipo y dimensiones de la fundación. En todo caso la programación de la exploración deberá contar con la participación del proyectista y del especialista geotécnico.

La cantidad y distribución de las prospecciones dependerá de la naturaleza de cada proyecto y se describen en el acápite 1.3.7.

Los resultados de las prospecciones deberán entregar:

a) Coordenadas y cota de boca de la prospección.

b) Tipo de herramienta empleada en el avance y en la obtención de muestras (sondajes).

c) Índice de penetración estándar, normalmente cada 1,5 m (sondajes).

d) Estratigrafía detallada y posición del nivel freático cuidando que no esté distorsionado, en el caso de sondajes terrestres, por el agua de inyección.

e) Ubicación de las muestras alteradas e inalteradas.

f) Grado de alteración, fracturación, dureza y RQD de la roca.

1.3.5 CALICATAS Y ZANJAS

Destinadas a prospecciones terrestres, pudiéndose utilizar excavación manual o con retroexcavadora. Si se requiriese entibación ésta será discontinua con la finalidad de obtener la estratigrafía y poder extraer muestras.

Podrán programarse en dos etapas, la primera con un espaciamiento holgado a fin de tener una visión general de la estratigrafía del suelo. La segunda etapa, densificará los puntos de reconocimiento en base a los resultados de la primera etapa. Para obras de menor extensión normalmente se utiliza una sola etapa. Las calicatas y zanjas se extenderán hasta la roca o suelo duro.

Para fundaciones directas la penetración, P, bajo el sello de fundación, independientemente si exista o no un mejoramiento del suelo bajo dicho sello, será la que se indicó en la Tabla 1.3.4-1.

Se exceptúan casos en los que a profundidades menores se alcance suelo competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., en cuyo caso y siempre que se avale la continuidad en profundidad de dichos suelos, la exploración podrá detenerse al inicio de ellos.

Figura 1.3.5-1: Imagen de un Calicata



Fuente: GMC Ingeniería. (2003). *Geotecnia, Calicatas.* Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://www.gmcingenieria.com/

Figura 1.3.5-2: Imagen de un Pozo



Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

Figura 1.3.5-3: Imagen de una Zanja



Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

1.3.6 ENSAYOS (IN SITU Y DE LABORATORIO)

1.3.6.1 ENSAYOS IN SITU

Destinados a caracterizar las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado, tales como, pruebas de carga con placa, pruebas de carga en pilotes, permeabilidades, medidas de densidad, ensayos de penetración, etc.

Las pruebas de carga con placas se hacen para evaluar la rigidez y la capacidad de soporte del suelo y pueden realizarse contra el fondo de la perforación de una calicata o contra las paredes de la misma.

Consisten en colocar una placa sobre el suelo natural, aplicar una serie de cargas y medir las deformaciones. El resultado del ensayo se representa en un diagrama tensión deformación.

A partir de este ensayo se pueden obtener numerosos datos entre los que se destacan:

- Obtención de la capacidad de carga del suelo para un asentamiento determinado.
- Determinación del módulo de reacción o coeficiente de Balasto (K).
- Determinación de las características de la curva carga contra deformación del suelo.
- Obtención del coeficiente de elasticidad del suelo (E).
- Realización de estudios sobre la estabilidad de pavimentos o bases de caminos ya existentes.

Figura 1.3.6-1: Equipo para prueba de carga con placa



Fuente: Shanghai Civil & Road Instrument Company. *Prueba de Carga de Placas K-30.* Recuperado el 17 de Enero de 2012 en http://www.testerinchina.es/

Los ensayos de permeabilidad pueden ser ejecutados tanto en calicatas como en sondajes, y permiten cuantificar con relativa precisión el coeficiente de permeabilidad del terreno. En calicatas pueden ser del tipo agotamiento o recuperación, si la perforación tiene su fondo bajo el nivel estático de la napa, y de infiltración, si el nivel del agua subterránea está bajo el fondo de la perforación. También podrán ejecutarse ensayos Le Franc y Lugeon en sondajes y en el laboratorio en muestras inalteradas.

Figura 1.3.6-2: Equipo para ensayo de permeabilidad



Fuente: Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., Zettler, T.E., (2002), *Geotechnical Engineering Circular N°. 5 Evaluation of Soil and Rock Properties*, Atlanta, Georgia 30342-1523: GeoSyntec Consultants.

Los ensayos de penetración persiguen determinar las características mecánicas de los suelos prospectados. El ensayo de penetración más usado es el de penetración estándar (cuchara normal o "SPT") realizado en sondajes, que se encuentra descrito por la norma AASHTO T206 (o ASTM D1586 - 11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils), y que permite, además, obtener una muestra perturbada del suelo comprometido. Este ensayo, que es aplicable a suelos arenosos exentos de grava de diámetro mayor a 12 mm (1/2"), está especialmente desarrollado para ser usado en arenas, dado que hay correlaciones entre la densidad relativa, el ángulo de fricción y el potencial de licuación de éstas y los resultados de la prueba. Las correlaciones existentes entre este ensayo y los suelos finos, tales como limos o arcillas, presentan dispersiones importantes que obligan a usar sus resultados con cautela.

Figura 1.3.6-3: Ensayo de penetración estándar (SPT)



Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

El Ensayo de Cono Dinámico es un ensayo de penetración que permite tener sólo una idea cualitativa muy general de la compacidad o consistencia de un suelo. Estos ensayos, que son similares al de la cuchara normal (SPT), pero con conos de 50 mm de diámetro y un ángulo de 60° en la punta, seguido por un cilindro o fuste del mismo diámetro y 10 mm de altura, se realizan contabilizando el número de golpes necesarios para hincar el cono en 30 cm. La masa es de 140 lb de peso y cae libremente desde 75 cm de altura. El empleo de este ensayo sólo se recomienda para establecer espesores de suelos blandos como, por ejemplo, fango.

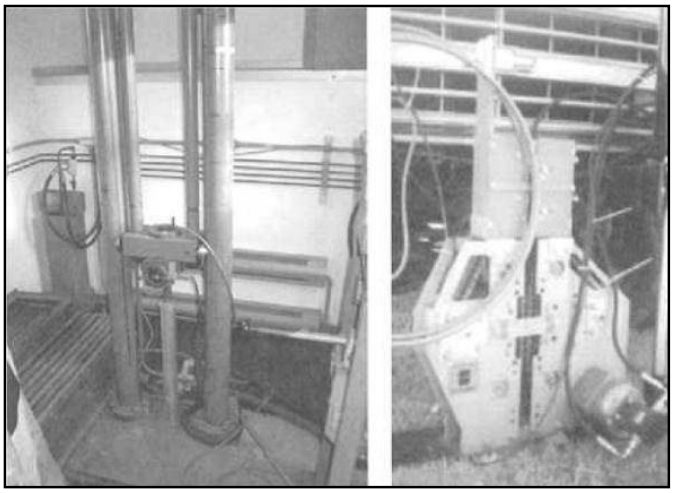
Figura 1.3.6-4: Equipo para ensayo de cono dinámico



Fuente: Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., Zettler, T.E., (2002), *Geotechnical Engineering Circular N°. 5 Evaluation of Soil and Rock Properties*, Atlanta, Georgia 30342-1523: GeoSyntec Consultants.

El Ensayo Penetrómetro Estático (CPT) consiste en el hincado en el terreno de un cono mediante presión estática y es usado para evaluar cuantitativamente la consistencia o compacidad de suelos finos o arenas que no presenten gravas. Permite obtener en forma confiable la estratigrafía del suelo mediante métodos indirectos, la resistencia no drenada de suelos finos así como también el potencial de licuación de arenas. Se recomienda que este ensayo sea complementado con un sondaje en profundidad para validar y verificar resultados. La incorporación de transductores de presión de poros ha dado origen al piezocono (CPTU) que, al efectuar la detención del equipo a una cierta profundidad, permite medir la disipación de la presión de poros en el tiempo, entregando el coeficiente de permeabilidad y el coeficiente de consolidación horizontal del suelo. El CPT o el CPTU no permiten atravesar suelos gravosos y suelos de consistencia alta a dura, debiéndose en estos casos abrirle camino mediante un sondaje mecánico. El ensayo no permite obtener módulos de deformación del suelo.

Figura 1.3.6-5: Equipo para ensayo CPT



Fuente: Gunaratne, M. (2006). *The Foundation Engineering Handbook*. (1st Edition). Boca Raton, FL 33487-2742: Taylor & Francis Group.

El ensayo presiométrico consiste en una sonda cilíndrica que se dilata radialmente en contra de las paredes del suelo en un sondaje. La dilatación se logra aplicando presión hidráulica, mientras que las deformaciones radiales del suelo se miden a través del cambio de volumen experimentado por la sonda. El ensayo permite obtener el módulo de deformación presiométrico, la capacidad de soporte y asentamientos en fundaciones

directas, siendo también aplicable a fundaciones profundas para obtener capacidades de soporte y constantes de balasto de interacción horizontal entre la fundación y el suelo.

Figura 1.3.6-6: Equipo para ensayo presiométrico



Fuente: Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., Zettler, T.E., (2002), *Geotechnical Engineering Circular N°. 5 Evaluation of Soil and Rock Properties*, Atlanta, Georgia 30342-1523: GeoSyntec Consultants.

El ensayo presiométrico es aplicable a una amplia gama de suelos, desde depósitos finos blandos hasta rocas blandas, en los que puede o no estar presentes niveles de napa. La utilización del presiómetro elimina la necesidad de obtener muestras inalteradas para ser ensayadas en el laboratorio, lo que constituye una gran ventaja en suelos difíciles de muestrear, como por ejemplo arenas y gravas arenosas con cementación baja a nula.

El rango ideal para el diámetro de la cavidad practicada con el sondaje en función del diámetro de la sonda presiométrica utilizada en el ensayo se indica como sigue:

Tabla 1.3.6-1: Rango ideal diámetro del sondaje

Diámetro de la sonda presiométrica	Rango ideal Diámetro cavidad del sondaje (m)	
mm	Mín	Máx
32	34	38
44	46	52
58	60	66
58	60	66
72 – 74	74	80

Fuente: Menard, L. (1965). Normas de interpretación de las técnicas presiométricas y su aplicación al cálculo de las cimentaciones. (1st Edition). Losan.

El ensayo está normado según la Norma ASTM D4719-87 (Reapproved 1994) bajo el título “Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils”.

Las pruebas de carga en pilotes normalmente se realizan al inicio de la construcción emplazando la punta del pilote en los horizontes que se han considerado aptos. En cada emplazamiento se ejecutan pruebas de carga de compresión y tracción, aplicando las solicitaciones después de un mínimo de 7 días a partir del término de la implantación del pilote si este atraviesa suelos finos. Adicionalmente, en cada emplazamiento del pilote se recomienda la ejecución de una prueba de carga horizontal aplicando 30 ciclos de carga en una dirección.

Figura 1.3.6-7: Ensayo de carga en pilotes



Fuente: CFT & Asociados. Ensayos y Pruebas de Pilotes. *Equipos, Software y Servicios para los Controles Geotécnicos.* Recuperado 17 de Enero de 2012 en http://fernandeztadeo.com/WordPress/

La carga a aplicar en tracción y compresión será igual a por lo menos 2,0 veces la carga máxima de servicio. La carga horizontal será la de servicio, corregida para igualar, para una solicitación unitaria, el desplazamiento en el pilote de prueba (normalmente con cabeza libre) y el pilote de producción (normalmente con cabeza empotrada).

El pilote antes de ser ensayado contará con el registro de hinca y un ensayo PDA (Prueba Dinámica de Alta deformación), que deberá cumplir con la norma ASTM D4943: Dynamic Load Test (ensayo de PDA), con el fin de calibrar los resultados con los de la prueba. De este modo se tendrá un procedimiento de control calibrado vía PDA y vía rechazo para los pilotes de producción.

Se correlacionará la prueba de carga con tiempo de espera, con el registro de hinca y el PDA ejecutados con hinca fresca. Si no se dispone de pruebas de carga en los pilotes, en ese caso se hará un PDA con hinca fresca y un PDA con tiempo de espera.

Para la correcta realización del ensayo PDA, y en caso de que se pueda controlar la altura de caída del martillo, es usual empezar con una altura baja, e ir aumentando gradualmente la energía aplicada, hasta que se verifique la ruptura del suelo, o cuando el PDA indique tensiones que pongan en riesgo la integridad del material del pilote.

Para el ensayo PDA se recomienda también disponer de un plano para identificar cada pilote, su longitud, sección y las incidencias posibles durante el proceso de construcción. Cuando se detectan defectos en la parte superior del pilote, éstos deberán ser reparados, luego de lo cual se vuelve a realizar el ensayo.

1.3.6.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras perturbadas representativas de los distintos horizontes obtenidas mediante sondajes calicatas o zanjas, serán sometidas a ensayos de clasificación completa que incluya los siguientes ensayos:

a) Granulometría

b) Contenido de humedad

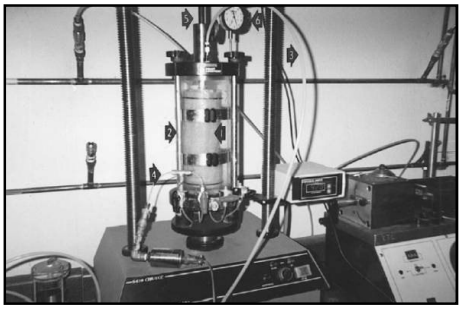
c) Límites de Atterberg

d) Peso específico

Las muestras inalteradas de suelos finos pueden contemplar los ensayos que se enumeran más adelante, que incluirán obligatoriamente el peso unitario total y la clasificación completa de la muestra:

a) Triaxiales CIU[1] no drenados una de cuyas probetas se ensayará con una tensión efectiva media, igual a 1,10 veces la tensión in situ a la profundidad de extracción de la muestra. Permite obtener la resistencia y el módulo de deformación no drenados, así como también la envolvente de falla drenada definida por el par cohesión ángulo de fricción.

Figura 1.3.6-8: Equipo ensayo triaxial

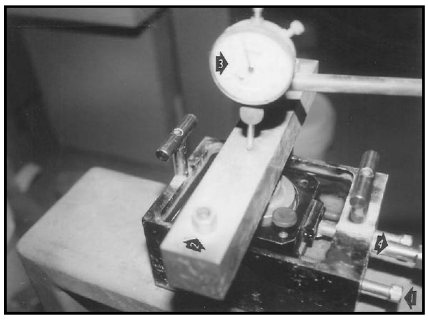


Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

b) Corte directo no drenado una de cuyas probetas se ensayará con una tensión efectiva vertical, $\overline{\sigma}_v$, igual a 1,10 veces la tensión $\overline{\sigma}_v$ in situ a la profundidad de extracción de la muestra. Permite obtener la resistencia no drenada en un plano horizontal que puede ser importante en suelos muy estratificados y la resistencia residual del suelo a grandes deformaciones.

[1] CIU: Isotropically Consolidated Undrained (Consolidación Isótropa y Rotura no Drenada)

Figura 1.3.6-9: Equipo ensayo corte directo

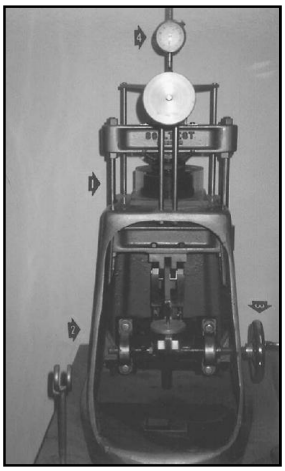


Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

c) Triaxial CID[2] drenado con carga controlada aplicada en incrementos que se mantienen hasta que se estabilicen las deformaciones por consolidación. Este ensayo permite obtener el módulo de deformación no drenado, el módulo drenado por consolidación y la envolvente de falla drenada.

d) Ensayo de consolidación para evaluar asentamientos de estructuras sobre suelos finos y su desarrollo en el tiempo, incluido el creep. En forma indirecta permite obtener el módulo de deformación drenado por consolidación.

Figura 1.3.6-10: Equipo ensayo de consolidación

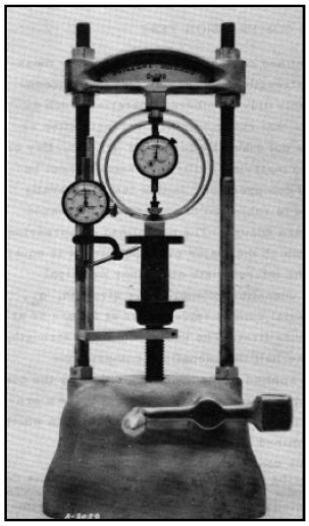


Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

[2] CID: Isotropically Consolidated Drained (Consolidación Isotrópica Drenada)

e) Ensayo de compresión no confinada que es un indicador de la resistencia de suelos finos. También se aplica a testigos de roca para evaluar la resistencia de punta en pilotes con punta en roca y la resistencia de adherencia en elementos grauteados en roca (por ej. anclajes).

Figura 1.3.6-11: Ensayo de compresión



Fuente: Headquarters, Department of the Army Office of the Chief of Engineers. (20 of August of 1986). *Engineering and Design, Laboratory Solid Testing*. Washington DC.

f) A los tipos de ensayos triaxiales descritos se agrega el triaxial cíclico en la modalidad consolidado no drenado, el que permite definir la resistencia y rigidez de suelos sometidos a solicitaciones sísmicas. El ensayo consiste en consolidar la muestra a una tensión $\overline{\sigma}_c$ para posteriormente aplicar, en condiciones no drenadas, entre 20 a 30 ciclos de esfuerzo desviador con aptitud ± σ_d registrando las deformaciones axiales y la evolución de las presiones de poros en caso que se trate de suelos saturados. Después de 30 minutos de terminada la etapa cíclica y manteniendo en todo momento la probeta con las válvulas de drenaje cerradas, se aplica el esfuerzo desviador monotónicamente creciente hasta alcanzar la falla (triaxial CIU). Ello permite evaluar la magnitud de la degradación de la resistencia y rigidez no drenada del suelo provocada por la solicitación cíclica al comparar sus resultados con los de un triaxial CIU consolidado a la misma tensión, $\overline{\sigma}_c$, pero sin ciclaje previo. El ensayo está normado por la Norma ASTM D5311-92 bajo el título, "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils".

g) Ensayo con pulsos piezoeléctricos aplicados a una probeta confinada en una celda triaxial que permite obtener la velocidad de la onda de corte a distintas presiones de confinamiento.

h) Cabe señalar que los ensayos triaxiales en su modalidad drenada y no drenada, los ensayos de corte directo en su modalidad drenada, el ensayo triaxial cíclico no drenado y los ensayos con aplicación de pulsos piezoeléctricos, también se realizan en arenas con cohesión baja a nula. En estos casos se emplean probetas compactadas en el laboratorio tratando de reproducir la densidad relativa inferida in-situ.

i) Ensayos en muestras no perturbadas de arena: son muy importantes en análisis de licuación y degradación de propiedades geomecánicas debido a cargas cíclicas, eliminando las desviaciones introducidas al ensayar muestras compactadas en el laboratorio. Una muestra alterada no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede. La descripción del proceso de muestreo se encuentra en el acápite 1.2.12.1, sin perjuicio de lo anterior, se puede utilizar la normativa ASTM para el desarrollo del muestreo.

1.3.6.2.1 ENSAYOS EN ROCA

Para determinar la resistencia y la durabilidad de la roca, la mayor parte de la información obtenida en los ensayos de laboratorio está relacionada fundamentalmente con las características de tensión y deformación de los materiales probados.

Los ensayos que se ejecutan generalmente en muestras cilíndricas de rocas son los siguientes:

- Evaluación de la deformación y la resistencia a la compresión en condiciones uniaxiales: Se rige por la normativa ASTM D3148, D2938. El ensayo uniaxial se lleva a cabo aplicando una carga creciente a velocidad de tensión constante entre 0,5 y 1,0 MPa/s. Los valores de deformación axial y radial se miden con gran precisión (alrededor de 5 x 10-6). A continuación se ejecutan también ciclos de carga y descarga para obtener una evaluación correcta de las propiedades de compresibilidad.

- Evaluación de la deformación y la resistencia a la compresión en condiciones triaxiales: Se rige por la normativa ASTM D2664, D5407. El ensayo triaxial se

ejecuta en muestras de rocas contenidas en una membrana de goma que se colocan dentro de una célula triaxial y se someten a una presión isotrópica (normalmente entre 5 y 60 MPa) que se mantiene constante para todo el ensayo. A continuación se aplica una carga axial. Los ensayos y mediciones se realizan de la misma forma que en los ensayos uniaxiales. Otro importante parámetro investigado en los ensayos triaxiales son las características de permeabilidad de las rocas y el comportamiento de la roca cuando se ve sometida a una presión de agua elevada, especialmente para el estudio de cimentaciones de presas, y normalmente para túneles y cavidades subterráneas.

A partir de las mediciones registradas durante el ensayo, se obtiene la siguiente información:

- Velocidad de tensión en función de la deformación axial y radial.
- Tensión máxima de rotura.
- Módulo de Young tangente y secante medido en la curva de tensión-deformación axial.
- Proporción entre la deformación radial y la deformación axial para obtener el coeficiente de Poisson.
- Tensión máxima respecto a la presión de la célula (en los ensayos triaxiales) para definir la envolvente de rotura y las propiedades correspondientes (cohesión y fricción).

Sin perjuicio de lo anterior es posible utilizar otros ensayos de rocas para los casos en los cuales se requiera. Se recomienda tomar como base “The Rock Manual” de Construction Industry Research & Information Association (CIRIA CUR).

1.3.7 PROSPECCIONES MÍNIMAS SEGÚN TIPOLOGÍA DE OBRAS

Antes de mencionar la tipología y las prospecciones mínimas propuestas, es necesario hacer presente que el encargado de determinar cuántas prospecciones se deben hacer en cada obra, es la empresa o especialista geotécnico que asesora la obra o proyecto en cuestión.

La empresa geotécnica deberá definir cuántos y cuáles ensayos deben realizarse y por consecuencia asumirá toda la responsabilidad al respecto.

Dado que la cantidad de prospecciones puede ir variando conforme avance la obra, al llamar a propuesta se requerirá el valor de éstas en serie de precios unitarios, a fin de poder variar con facilidad la cantidad de ensayos y estudios a realizar.

La definición de prospecciones mínimas podrá servir de guía en la etapa de anteproyecto o ingeniería básica y en las ingenierías previas a la etapa recién mencionada. Bajo ninguna circunstancia serán los mínimos establecidos para las etapas de ingeniería más avanzadas.

Para las etapas de ingeniería más avanzadas que la de anteproyecto o ingeniería básica, el especialista geotécnico será el responsable de definir cuántas, cuáles y donde se deberán realizar prospecciones.

Para aquellos estudios donde no se realizan todas las etapas de ingeniería, el especialista geotécnico será el responsable de definir cuántas, cuáles y donde se deberán realizar prospecciones.

Para el buen entendimiento de la tabla con prospecciones mínimas, se tendrán presente los siguientes términos:

a) "Naves Mayores": se considerarán aquellas mayores a 50 TRG.

b) "Naves Menores Semi industriales": aquellas menores a 50 TRG.

c) Para aguas interiores en canales largos y para lagos aplicar lo indicado para aguas abiertas.

d) Cuando proceda los ensayos de terreno y laboratorio se adecuarán al tipo de suelo que se detecte durante el desarrollo de la exploración.

También se deberá tener presente la tabla de definiciones que se muestra a continuación:

Tabla 1.3.7-1: Tabla de definiciones para las prospecciones mínimas.

Sigla	Nombre	Descripción	Característica	Toma de Muestras	Producto
SR	Sondaje rotatorio	Sondaje rotatorio con SPT incluidos.	Independiente	si	Caracterización estratigráfica del suelo bajo el lecho. Alcance normal de 10 a 20 m bajo el lecho rocoso.
CA	Calicatas	Excavación para toma de muestras.	Independiente	si	Caracterización estratigráfica del estrato que logre la excavación. Alcance normal menor a 5 m de profundidad.
SG	Sondaje geofísico	Mediciones y estudios de geofísica marina de alta resolución. Monocanal y/o Mullticanal	Complementario	no	Previo a calibración con sondajes rotatorios y/ o lanzas de agua, caracterización global litológica, estratigráfica y estructural del suelo marino. Alcance normal hasta alcanzar estratos de gran densidad como roca.
SLA	Sondaje preliminar	Sondaje con lanza de Agua	Complementario	no	Caracterización cualitativa de la resistencia del estrato que logre penetrar la lanza. Alcance normal menor a 6 m de profundidad.
SV	Sondaje preliminar visual	Sondaje visual tipo inspección submarina	Complementario	no	Caracterización visual del lecho marino. Alcance superficial normalmente menor a 20 cm de profundidad.

Fuente: Elaboración Propia

No obstante lo anterior, en este capítulo se propone algunas prospecciones mínimas de acuerdo a la tipología, dejando bien en claro que el que debe tomar la decisión final es la empresa o especialista geotécnico.

Tabla 1.3.7-2: Prospecciones mínimas propuestas de acuerdo a la topología

			Aguas Abiertas y Aguas Interiores							
			Naves Mayores				Naves Menores			
TIPOS DE OBRAS			SR	SG	SLA	SV	SR	SG	SLA	SV
Obras de Abrigo	Rompeolas de Gravedad	Dique Vertical	Cada 100 m con mínimo de 3	En toda la extensión del proyecto	Cada 40 m	-	Cada 100 m con mínimo de 2	-	Cada 40 m	-
		Dique en Talud	Cada 100 m con mínimo de 3	En toda la extensión del proyecto	Cada 40 m	-	Cada 100 m con mínimo de 2	-	Cada 40 m	-
		Dique Mixto	Cada 100 m con mínimo de 3	En toda la extensión del proyecto	Cada 40 m	-	Cada 100 m con mínimo de 2	-	Cada 40 m	-
	Rompeolas Flotantes		-	-	En zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto	-	-	En zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto
	Rompeolas Sumergido(*)		-	-	Cada 40 m	En toda la extensión del proyecto	-	-	Cada 40 m	En toda la extensión del proyecto
Obras de Protección	Espigones		Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-
	Rompeolas Exento		Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-

			Aguas Abiertas y Aguas Interiores							
			Naves Mayores				Naves Menores			
TIPOS DE OBRAS			SR	SG	SLA	SV	SR	SG	SLA	SV
Obras de Protección	Muros Costeros		Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	-	-	-
	Revestimientos		-	-		-	-	-	-	-
Obras de Atraque y Amarra	Terminales de Atraque	Muelle Marginal	-	-	-	-	-	-	-	En toda la extensión del proyecto
		Muelle de Penetración	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3	En toda la extensión del proyecto	-	-	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 1	-	-	-
	Terminales de Boyas	Monoboyas	-	-	En la zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto.	-	-	En la zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto.
		Multiboyas	-	-	En la zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto	-	-	En la zona de fondeo de anclas	En toda la extensión del proyecto

		Aguas Abiertas y Aguas Interiores							
		Naves Mayores				Naves Menores			
TIPOS DE OBRAS		SR	SG	SLA	SV	SR	SG	SLA	SV
Obras de Atraque y Amarra	Duques de Alba	1 por cada elemento	-	-	-	1 por cada elemento	-	-	-
	Postes de Amarre	1 por cada elemento	-	-	-	1 por cada elemento	-	-	-
	Pontones Flotantes	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3.	En toda la extensión del proyecto.	En la zona de fondeo de anclas.	En toda la extensión del proyecto.	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 1.	-	En la zona de fondeo de anclas.	En toda la extensión del proyecto.
Rampas	Rampas Opacas	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 2.	-	-	-	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 1.	-	-	-
	Rampas Transparentes	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 2.	-	-	-	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 1.	-	-	-

		Aguas Abiertas y Aguas Interiores							
		Naves Mayores				Naves Menores			
TIPOS DE OBRAS		SR	SG	SLA	SV	SR	SG	SLA	SV
Obras de Dragado		Grilla 100 x 100 m en profundidad de dragado	-	Grilla 25 x 25 m	-	Grilla 100 x 100 m en profundidad de dragado	-	Grilla 25 x 25 m	-
Ductos (**)	Ducto de Aducción	Cada 70 m en eje longitudinal con mínimo de 3.	En toda la extensión del proyecto.	-	-	Cada 100 m en eje longitudinal con mínimo de 1.	-	-	-
	Emisarios	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-
	Tubería de Transporte	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-
	Cables submarinos	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-	-	-	Cada 50 m en eje longitudinal con mínimo de 5.	-

Nota 1: El especialista geotécnico tendrá la facultad de modificar las prospecciones mínimas presentadas en esta tabla para cada proyecto en particular, presentando la debida justificación que respalde dicha modificación.

Nota 2: Las prospecciones mínimas definidas en esta tabla podrán servir de guía en la etapa de anteproyecto y en etapas previas a la recién mencionada.

Nota 3: Se podrá utilizar la información de prospecciones existente como parte de los mínimos presentados en esta tabla, siempre y cuando el especialista lo estime adecuado y prudente, y asuma la responsabilidad de la información existente.

Nota 4 (*): Para los rompeolas sumergidos, dependiendo de los resultados de los Sondajes Preliminares (SLA) y los Sondajes Preliminares Visuales (SV), el especialista podrá sugerir realizar Sondajes Rotatorios (SR).

Nota 5 (**): Las prospecciones mínimas para ductos presentadas en esta tabla, se refieren sólo a la parte sumergida de éstos.

Fuente: Elaboración Propia

1.3.8 INFORME GEOTÉCNICO

El informe geotécnico se divide en dos partes. La primera corresponde a los resultados obtenidos de los ensayos geotécnicos realizados, y una segunda parte que es la interpretación de los resultados obtenidos.

Cabe destacar que la empresa que realiza las prospecciones y la que interpreta los resultados puede no ser la misma, por lo que pudiesen ser dos informes geotécnicos distintos.

A continuación se menciona el contenido mínimo que deben tener ambas partes de un informe geotécnico.

1.3.8.1 INFORME DE RESULTADOS OBTENIDOS DE ENSAYOS Y PROSPECCIONES

El informe de resultados obtenidos de ensayos y prospecciones debe entregar todos los antecedentes para la interpretación de resultados y a su vez para el desarrollo del proyecto. Sin prejuicio de lo indicado en la sección 1.3.4, como mínimo deberá entregar los siguientes antecedentes:

a) Características de los equipos y metodología utilizada.

b) Ficha detallada de los registros en sondajes y calicatas.

c) Planta del terreno donde se represente la ubicación y cotas de los puntos prospectados que deberá estar amarrada al sistema de cotas del levantamiento topográfico. Las prospecciones mecánicas se deberán referenciar al sistema NRS (nivel de reducción de sondas).

1.3.8.2 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

En cuanto al informe de interpretación de resultados, éste debe entregar todos los antecedentes para el desarrollo del proyecto estructural incluido rellenos de explanadas y molos de abrigo. Como mínimo deberá entregar los siguientes antecedentes:

a) Descripción geológica, o bien, un estudio geológico de la zona de emplazamiento de la obra, cuando el especialista geotécnico considere que ello es necesario.

b) Antecedentes geotécnicos que se hubiesen recopilado obtenidos con la exploración de suelos efectuada para la obra, incluyendo los ensayos de laboratorio y de terreno ejecutados. Se incluirá además en forma gráfica los resultados obtenidos de los ensayos.

c) El perfil estratigráfico obtenido.

d) Se deberá explicitar y justificar el valor de los parámetros de suelo utilizados en la definición de las bases de diseño para las fundaciones y obras de tierra.

e) Tipo y cotas de fundación, incluyendo alternativas de sistemas de fundación, mejoramiento del suelo bajo las fundaciones, sistemas de precarga, etc. si ello fuera pertinente. Cuando se requiera el uso de los pilotes se indicará el rechazo o la curva de hincabilidad así como la posición de la punta del pilote, para lo cual el proyecto debe entregar las cargas de servicio.

f) Tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tracción para fundaciones profundas y constante de balasto vertical y horizontal, tanto para solicitaciones estáticas y sísmicas. Para el caso de suelos finos saturados y en tanto ello fuera relevante para la estructura, se entregará el desarrollo en el tiempo de los asentamientos por consolidación.

g) Pesos unitarios y parámetros de resistencia al corte para determinar empujes de tierras, resistencia al deslizamiento, resistencia pasiva, diseño de anclajes y estabilidad de taludes y terraplenes tanto para condiciones estáticas como sísmicas.

h) Empujes sobre pilotes emplazados en torno a taludes de terraplenes sobre suelos blandos, especialmente en condición sísmica.

i) Análisis del potencial de licuación.

j) Clasificación sísmica del suelo.

k) Especificaciones técnicas especiales que fuera necesario explicitar para que se cumplan las bases de diseño establecidas en el informe geotécnico.

Se presenta a continuación una serie de tablas que pueden ser de utilidad para interpretar algunos resultados. Cabe destacar que estas tablas sólo sirven para dar una primera aproximación de resultados (hasta ingeniería conceptual), bajo ningún caso podrán ser utilizadas para ingeniería básica, de detalles o control de la construcción.

Tabla 1.3.8-1: Caracterización del suelo según velocidad onda de corte

Suelo	**v_s (m/s)**
Roca dura	$1.500 < v_s$
Roca, suelo cementado	$770 < v_s \leq 1.500$
Suelo muy denso o muy firme, roca blanda o fracturada	$500 < v_s \leq 770$
Suelo denso o firme	$350 < v_s \leq 500$
Suelo medianamente denso o firme	$180 \leq v_s \leq 350$
Suelo de compacidad o consistencia media a baja	$v_s < 180$

Fuente: Instituto Nacional de Normalización. Diseño Sísmico de Edificios. Norma Chilena NCh 433.Of2011., Chile, 2011

Tabla 1.3.8-2: Resumen prospecciones

Ítem	Objetivo	Prospección	Resultado
Estratigrafía	Perfil estratigráfico	Sondaje Calicata y zanja Geosísmica	Profundidad de fundación Espesor estratos blandos Estratificación
Propiedades índices	Clasificación de los suelos	Muestra perturbada o no perturbada (para γ obligatoriamente no perturbada salvo se mida in-situ)	Peso unitario total: γ Contenido de humedad: ω Peso específico partículas: G_s Granulometría Límites de Atterberg: ω_L, ω_P
Conductividad hidráulica	Coeficiente de permeabilidad	Ensayo in-situ Muestra no perturbada en laboratorio	Coeficiente de permeabilidad: k
Propiedades geomecánicas	Capacidad de soporte Estabilidad de taludes Empujes de tierras	Muestras no perturbadas Ensayos in-situ	Resistencia a la compresión no confinada: qu Resistencia no drenada: Su Resistencia drenada: Cohesión: c Angulo de fricción: ϕ
	Características de consolidación	Muestras no perturbadas CPTU (in-situ)	Índices de compresión: C_r y C_c Tensión de preconsolidación: $\overline{\sigma}_{vm}$ Coeficiente de consolidación: c_v (c_h con CPTU)
	Deformabilidad	Muestra no perturbada Presiómetro (In-situ) Ensayo de placa (in-situ)	Módulo de deformación no drenado: E_u Módulo de deformación por consolidación: E_c
Propiedades geomecánicas	Propiedades dinámicas y clasificación sísmica	Muestras no perturbadas Ensayos geosísmicos CPT y SPT	Velocidad onda de corte: v_s Módulo de corte: G (G para pequeñas deformaciones con geosísmica) Licuación o degradación cíclica
Compactación	Compacidad	Muestras perturbadas y no perturbadas SPT	Peso unitario máximo: γ_{dmax} mínimo seco: γ_{dmin} Humedad óptima: ω_{opt} Densidad relativa: DR y CBR
Cuando se refiere a muestras perturbadas y no perturbadas significa que se ensayan en el laboratorio.			

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 1.3.8-3: Algunas características de los suelos granulares que pueden utilizarse para estimaciones previas

Tipo de suelos	Compacidad	Cohesión (kPa)	Angulo de fricción	Módulo de deformación drenado
Arenas	Densa	0	40°	$1.800\sqrt{Z}$
	Media	0	35°	$850\sqrt{Z}$
	Suelta	0	30°	$450\sqrt{Z}$
Gravas Arenosas	Densa	30	45°	$5.000\sqrt{Z}$
	Media	15	40°	$2.500\sqrt{Z}$
	Suelta	0	35°	$1.250\sqrt{Z}$
Banquetas de todo-uno vertidas y escolleras de granulometría continua (sucias)	Suelta	0	40°	$1.000\sqrt{Z}$
	Muy Suelta	0	35°	$500\sqrt{Z}$
Los módulos de deformación corresponde a cargas estáticas, se expresan en (ton/m^2) si la profundidad bajo el nivel de terreno, *Z*, en (m) y no incluyen degradación por carga cíclica, especialmente importante en arenas de compacidad suelta a media. Puede tener variaciones que en el caso de las arenas alcanza ± 40%.				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 1.3.8-4: Características de suelos finos que pueden utilizarse para estimaciones

Tipo de suelos	Consistencia	Resistencia al corte no drenada (kPa)	Resistencia con drenaje C (kPa)	ϕ	Módulo de deformación drenado (MPa)
Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	100	50	30°	40
	Media	60	20	25°	15
	Blanda	20	10	20°	7
	Muy blanda	10	0	18°	2
Arcilla y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas en proporciones menores del 60%.	Dura o firme	> 100	50	28°	50
	Media	80	20	23°	20
	Blanda	40	10	19°	5
	Muy blanda	20	0	15°	1
En estricto rigor la resistencia al corte no drenada y el módulo de deformación drenado varían con la tensión de confinamiento in-situ, es decir con la profundidad; los valores indicados son por lo tanto aproximaciones simplistas. El módulo de deformación drenado incluye la deformación inicial no drenada más la debida a consolidación. En forma aproximada considerar que el módulo no drenado es dos veces el drenado.					

Fuente: Dirección General de Puertos y Costas, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Gobierno de España. *Recomendaciones de Obras Marítimas 05*. España, 2010.

Tabla 1.3.8-5: Características de rocas sanas* que pueden utilizarse para estimaciones

	Rocas	Peso unitario (kN/m^3)	Resistencia a Compresión Simple de los Fragmentos Sanos (MPa)	Módulo de Deformación (MPa)	
Duras	IGNEAS METAMORFICAS Gneis, Cuarcitas SEDIMENTARIAS Areniscas bien cementadas, algunas calizas y dolomías más compactas	26	100	Masivas Diaclasadas Muy Diaclasadas	≥ 50.000 20.000 10.000
Medias	METAMORFICAS Esquistos y pizarras SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados	24	50	Masivas Diaclasadas Muy Diaclasadas	≥ 20.000 10.000 5.000
Blandas	SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas y conglomerados poco cementados	22	20	Masivas Diaclasadas Muy Diaclasadas	5.000 2.000 ≤ 1.000

Peso unitario: El dato indicado puede variar ± 2 kN/m^3 o incluso más en algunas rocas, particularmente si existen minerales pesados (piritas por ejemplo).

Resistencia: este dato puede oscilar entre menos de la mitad y más del doble del indicado.

Módulo de deformación: Se refiere al módulo de deformación equivalente del macizo cuando se cargan áreas de dimensiones superiores al metro cuadrado. El valor del módulo puede variar entre amplios límites; puede darse valores tres veces mayores o menores que los indicados. El módulo de Poisson puede suponerse igual a 0,2 para las rocas más duras 0,25 para las medias y 0,3 para las blandas.

(*) Una alteración moderada de la roca puede reducir los módulos de deformación un orden de magnitud. Una alteración fuerte hace que el macizo rocoso se comporte como el suelo producto de la alteración.

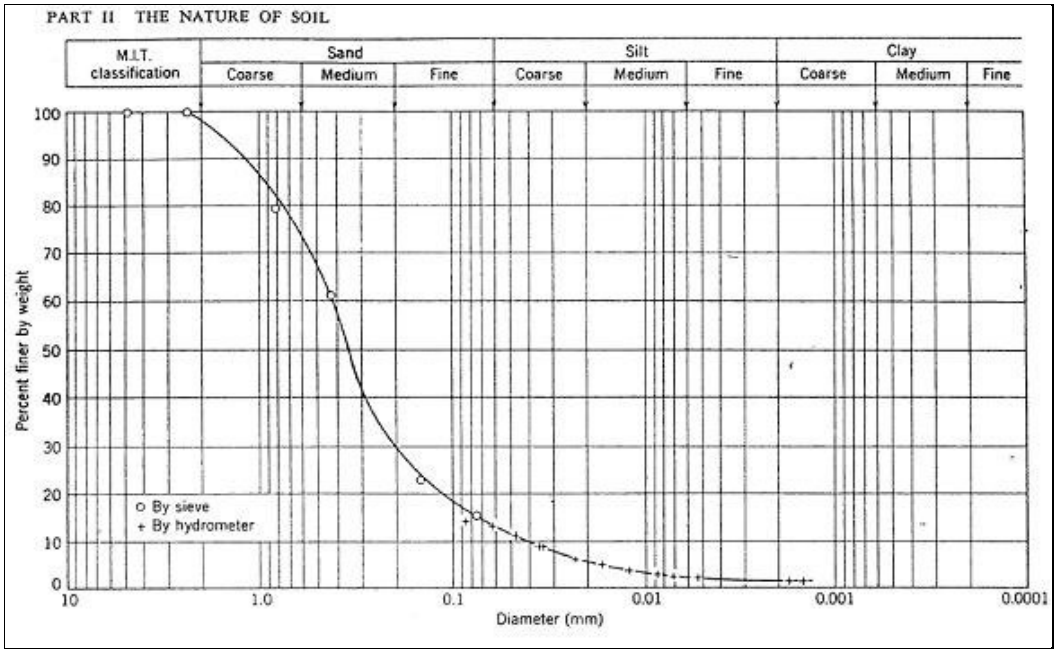
Fuente: Dirección General de Puertos y Costas, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Gobierno de España. *Recomendaciones de Obras Marítimas 05*. España, 2010.

Tabla 1.3.8-6: Compacidad de los suelos granulares v/s densidad relativa

Densidad Relativa %	Compacidad
0 – 15	Muy Suelto
15 – 35	Suelto
35 – 65	Medio
65 – 85	Denso
85 – 100	Muy Denso

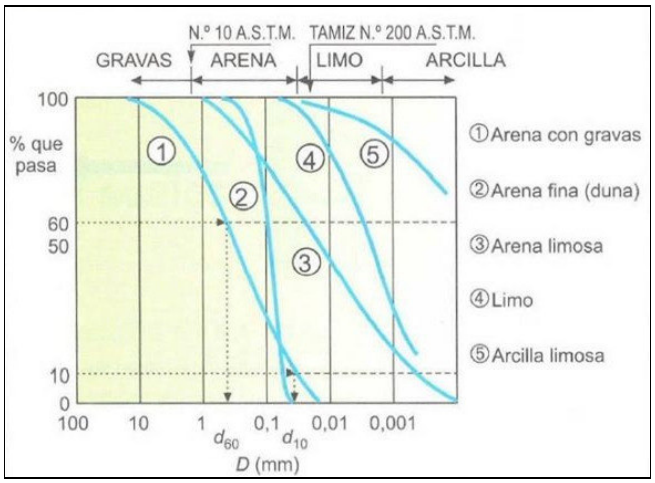
Fuente: Lambe, T.W. y Whitman, R.V.. (1969). *Soil Mechanics*. (1st Edition). New York: John Wiley & Sons.

Figura 1.3.8-1: Curva Granulométrica de un suelo



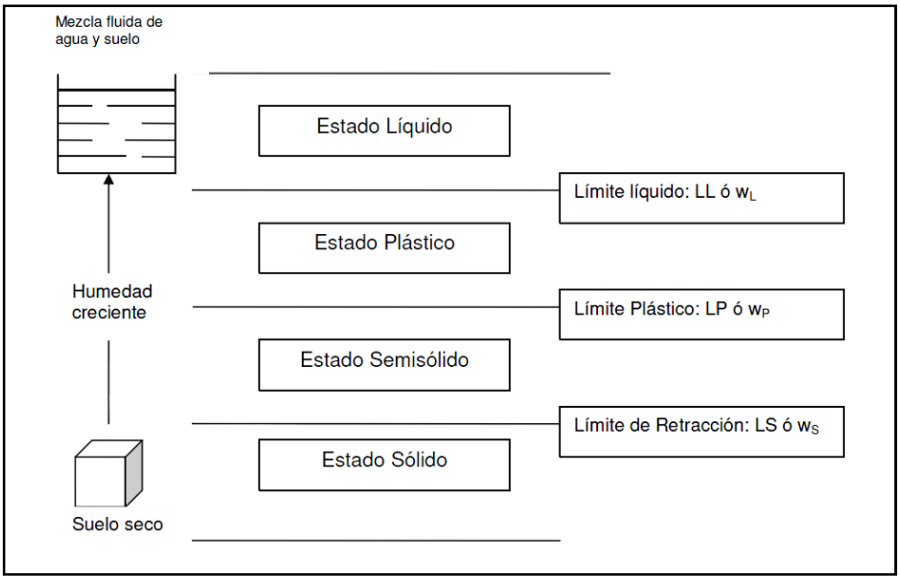
Fuente: Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. (1st Edition). New York: John Wiley & Sons.

Figura 1.3.8-2: Clasificación de suelos según granulometría



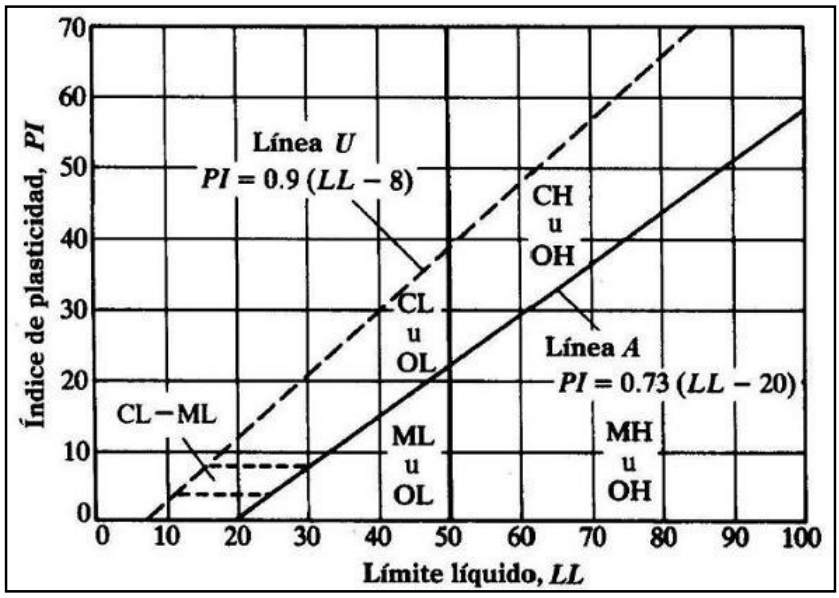
Fuente: Muelas R., A. (2010). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* Recuperado 18 de Enero de 2012 de: http://www.uned.es/dpto-icf/

Figura 1.3.8-3: Límites de Atterberg y los índices relacionados



Fuente: Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. (1st Edition). New York: John Wiley & Sons.

Figura 1.3.8-4: Carta de plasticidad de Casagrande



Fuente: Day, Robert W. (2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2006 International Building Code. (1st Edition). E-book: McGraw-Hill Professional.

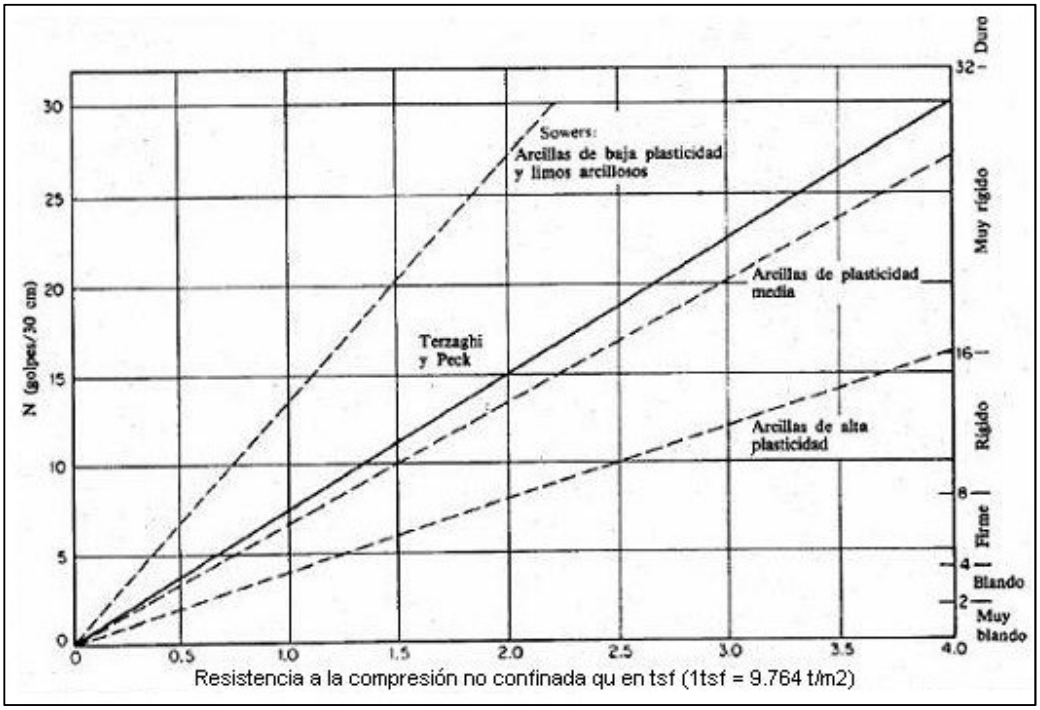
Figura 1.3.8-5: Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS)

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados						Símbolo del grupo	Nombres típicos
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.° 200 (La abertura del tamiz N.° 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.° 4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.° 4 es equivalente a medio centímetro)	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos
				Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos
			Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo *ML* más abajo)		GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo
				Finos plásticos (para identificación ver el grupo *CL más* abajo)		GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla
	Arenas-más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.° 4		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
				Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos
			Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo *ML más* abajo)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas
				Finos plásticos (para identificación ver el grupo *CL más* abajo)		SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas
Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.° 200 (La abertura del tamiz N.° 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.° 40						
	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50			Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Dilatancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)	
				Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML — Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
				Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL — Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
				Ligera a media	Lenta	Ligera	OL — Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
	Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50			Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH — Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos
				Alta a muy alta	Nula	Alta	CH — Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas
				Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH — Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta
Suelos altamente orgánicos				Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt — Turba y otros suelos altamente orgánicos

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., *GW-GC*, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

Fuente: Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. (1st Edition). New York: John Wiley & Sons

Figura 1.3.8-6: Correlación en suelos cohesivos Resistencia a la compresión simple v/s NSPT



Fuente: Muelas R., A. (2010). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* Recuperado 18 de Enero de 2012 de: http://www.uned.es/dpto-icf/

2 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALES

2.1 SIMBOLOGÍA

α	:	Coeficiente de expansión linear
α^*	:	Número adimensional que depende del tipo de terreno y del tamaño del pilote
α_c	:	Coeficiente de corrección para aplicar Cs al bloque de suelo deslizante que se ha transformado en un material rígido plástico para analizar el problema.
α_t	:	Factor dependiente del tipo de terreno y de las características del tratamiento
α_{tc}	:	Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno
β	:	Pendiente del fondo
Γ	:	Función Gamma
γ	:	Peso unitario total del terreno en la zona de oscilación del nivel freático después del descenso
γ'	:	peso unitario sumergido del suelo
$(\gamma_b)_{eq}$	:	Peso unitario sumergido equivalente
γ_b	:	Peso unitario boyante
γ_b	:	Ángulo de la cresta de la ola relativo a los contornos del fondo
γ_d	:	Peso unitario seco que considera que el agua se mueve totalmente desfasada del suelo
γ_{eq}	:	Peso unitario total equivalente
γ_{me}	:	Peso específico del material ensilado
γ_γ	:	Peso unitario del suelo retenido
γ_s	:	Peso unitario del suelo
γ_{sat}	:	Peso unitario saturado del terreno en la zona de oscilación del nivel freático
γ_u	:	Peso unitario del terreno en la zona comprendida entre la superficie del terreno y el sello de fundación
γ_w	:	Peso unitario del agua
Δ	:	Descenso (o depresión) del nivel freático en un punto exterior al pozo
$\Delta\gamma_d(\%)$	:	Aumento medio de la densidad seca expresado en tanto por ciento de la densidad seca existente antes del tratamiento.
$\Delta\phi$	:	Diferencia de potencial entre la entrada y la salida
$\Delta\sigma_e$	:	Incremento del empuje sobre la estructura
ΔB	:	Caída de potencial ($\Delta\phi$) o si se quiere de Bernoulli (ΔB) a lo largo de ΔL
Δf	:	Ancho de banda de frecuencia, el cual depende de la duración de la señal, en este caso se considera como 0,01 Hz
Δi	:	Depresión del nivel freático en ese punto originado por el pozo i cuando únicamente de él se bombea con un caudal permanente igual a Q.

Δ_m	:	Depresión máxima del nivel freático, m
ΔP	:	Presión limite neta, una vez descontado, al valor de la presión límite bruta, la posible presión intersticial y la presión efectiva horizontal que existieran al nivel del ensayo
ΔQ	:	Valor del incremento de caudal correspondiente a las líneas de corriente
Δs	:	Desplazamiento sísmico
Δu	:	Incremento de presión de la isóbara correspondiente
δ	:	Altura relativa de onda
δ_i	:	Ángulo de inclinación de la carga sobre la fundación medida con respecto a la vertical
δ_f	:	Ángulo de fricción movilizado en el plano AB
δ_r	:	Ángulo de rozamiento entre el material ensilado y las paredes del silo
δ_{rot}	:	Inclinación de la acción que causa la plastificación del terreno
δ_x	:	Fase inicial
ε	:	Pendiente de la onda
ϕ	:	Ángulo de fricción del suelo
ϕ_1	:	Ángulo de fricción a lo largo del fuste antes de instalar el pilote
ϕ_2	:	Ángulo de fricción interna del suelo colaborante que embebe al pilote
ϕ_c	:	Ángulo de fricción del suelo cohesivo bajo la cama de enrocado
ϕ_c'	:	Ángulo de rozamiento del contacto de la fundación con el terreno
ϕ_e	:	Ángulo de fricción de la cama de enrocado
ϕ_{eq}	:	Ángulo de fricción equivalente
ϕ_g	:	Angulo de fricción del granular, del suelo cohesivo o del relleno compactado de mejoramiento
ϕ_p	:	Potencial
ϕ_r	:	Ángulo de rozamiento interno del relleno
η	:	Desnivelación de la superficie libre
η^*	:	Constante cuyo valor típico es del orden de 0,2 $kPa^{1/2}$ (0,2 (0,01 $kgf/cm^2)^{1/2}$)
η_p	:	Factor adimensional, el cual mide la relación entre los valores de la presión límite neta
η_{qc}	:	Relación que existe entre el valor medio de la resistencia a la penetración estática q_c, en la zona de terreno situada por encima del sello de fundación y el valor de qc que se utiliza para representar la resistencia a la penetración bajo dicho sello
θ	:	Combinación (fase) de oleaje progresivo
θ_m	:	Ángulo medio de oleaje incidente
μ	:	Profundidad relativa
ν	:	Radio de Poisson
ξ	:	Parámetro de similaridad de surf
Φ	:	Factor de resistencia dado por la especificación para un estado limite en particular.
ρ	:	Densidad del agua

$\rho_{crítico}$	:	Valor crítico de la pendiente en la curva granulométrica
σ	:	Desviación estándar
σ'	:	Parámetro de difusión
σ'_{vb}	:	Presión vertical efectiva en t/m^2 al nivel considerado
σ'_{vb}	:	Presión vertical efectiva a una profundidad Z_c bajo la cabeza del pilote
σ'_{vo}	:	Presión vertical efectiva al nivel del ensayo cuando se realizó éste
σ_e	:	Presión estática
σ_{Hp}	:	Resistencia pasiva horizontal del suelo
σs	:	Componente sísmica de la presión de tierra
σsq	:	Componente sísmica de la presión debido a la sobrecarga q
$\overline{\sigma_v}$	:	Tensión efectiva en la base del elemento
σ_{vo}'	:	Presión efectiva vertical a la profundidad $H + B^*$ bajo el sello de fundación antes de cargar la cama de enrocado
σ_{vz}'	:	Tensión vertical efectiva en t/m2 a la profundidad z, que incluye el peso de la columna de suelo de espesor ds que exista sobre el inicio del suelo colaborante.
$\sum W'_i$	:	Suma de los pesos efectivos de la parte libre (por encima del terreno) de todos los pilotes del grupo
τ	:	Resistencia última en el plano potencial de deslizamiento
τ_f	:	Resistencia unitaria por el fuste
ω	:	Frecuencia angular
ω_s	:	Peso del suelo sobre la zapada delantera
A	:	Empuje activo en el trasdós
A	:	Sección del suelo
a	:	Parámetro adimensional
A^*	:	Parámetro adimensional que depende del tipo de movimiento del agua y de la forma de los granos
A/C	:	Agua/Cemento
AB	:	Plano ficticio
A_b	:	Área de la base del elemento
Acg	:	Área de afección en planta de columnas de grava
A_{cs}	:	Área de la sección recta de la celda del silo
A_f	:	Área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo
a_f	:	Adhesión en el contacto de la fundación con el terreno
AISC	:	American Institute of Steel Construction
ANSI	:	American National Standards Institute
A_p	:	Área de la sección transversal del pilote; si es tubular no considerar la sección del tapón
A_p'	:	Área de punta

A_s	:	Amplitud del seno de la onda
ASD	:	Diseño por Resistencias Admisibles (Allowable Strength Design)
ASTM	:	American Society for Testing and Materials
A_t	:	Área total en planta de la superficie tratada
AWS	:	American Welding Society
b	:	Presión de referencia
B^*	:	Ancho equivalente de la fundación definida en el punto de acciones
B_0	:	Ancho de referencia
$B_{(equivalente)}$	:	Ancho equivalente
B_i	:	Espesor del estrato i
C	:	Celeridad o velocidad de fase
c	:	Cohesión
C_{bmax}	:	Coeficiente sísmico máximo que corresponde a la aceleración máxima de diseño bajo el lecho marino (por ejemplo aceleración máxima de campo libre)
C_c	:	Término proporcional a la cohesión
CCA	:	Chromated Copper Arsenate
C_{cp}	:	Parámetro adimensional que controla los efectos de compresibilidad y permeabilidad del suelo
c_f	:	Cohesión movilizada en el plano AB
C_g	:	Velocidad del grupo
C_M	:	Coeficiente que depende del factor de seguridad FS, con respecto a la falla pasiva del muerto
cm	:	Centímetro
cn	:	Función elíptica del coseno
C_p	:	Perímetro de la sección transversal del pilote
CPT	:	Ensayo de penetración estática
C_r	:	Factor de corrección
C_S	:	Coeficiente sísmico horizontal de diseño
C_s	:	Coeficiente sísmico basal.
C_{smax}	:	Coeficiente sísmico basal máximo que corresponde a la aceleración basal máxima bajo el lecho marino expresada como fracción de la aceleración de gravedad
C_{sy}	:	Valor de C_s tal que α_c C_s genere un factor de seguridad sísmico al deslizamiento igual a 1,0 en las superficies críticas de deslizamiento
C_V	:	Coeficiente sísmico vertical
C_v	:	Coeficiente de consolidación del suelo
D	:	Distancia del punto en cuestión al eje del pozo
d	:	Profundidad de ola
d'	:	Efecto de la resistencia del terreno sobre el sello de fundación

D_{15}	:	Tamaño correspondiente del filtro.
D_{50}	:	Diámetro del tamiz que deja pasar el 50% del peso del suelo
$D_{50,a}$	:	Tamaño medio de la curva granulométrica de las arenas
d_{85}	:	Tamaño correspondiente del suelo que se protege.
$D(\theta)$	:	Función Cosine-Power
D_a	:	Diámetro del alambre
D_b	:	Diámetro de las columnas
d_b	:	Diámetro de la barra
D_c	:	Dimensión característica
D_f	:	Profundidad de fundación
D_o	:	Diámetro de referencia
D_p	:	Término proporcional a la profundidad del nivel de fundación
D_p'	:	Diámetro del pilote
D_{pe}	:	Diámetro del pilote equivalente
DR	:	Densidad Relativa
D_r	:	Tamaño de referencia
D_t	:	Profundidad efectiva del tratamiento
d_v	:	Distancia en vertical del fondo de la excavación al fondo del estrato menos permeable atravesado por la pantalla
E	:	Módulo de elasticidad
E	:	Energía total de la ola
$E(m)$	:	Integral elíptica completa de segunda especie
e	:	Espesor
e_B, e_L	:	Excentricidades según las dos direcciones ortogonales que se indican en la Figura 2.7.4-2
E_{dm}	:	Módulo de deformación edométrico
E_e	:	Resultante diagrama de presión estática
E_{ei}	:	Resultante del empuje en cada tramo
$E_{h,i}$	:	Componente horizontal del empuje del agua
E_k	:	Energía cinética del oleaje
E_L	:	Módulo de deformación del material constitutivo de la losa
ELU	:	Estado Límite Último
EI	:	Producto de inercia de la sección del pilote
E_m	:	Energía del martinete
Emin	:	Espesor mínimo
E_p	:	Energía potencial
E_p'	:	Módulo de elasticidad del pilote

$E_{p,D}$	:	Empuje pasivo en la profundidad *D* (cara frontal que se opone al deslizamiento)
E_{ph}	:	Componente horizontal de la resistencia pasiva por unidad de longitud del muerto de anclaje
E_S	:	Energía específica
E_{sq}, E_s	:	Resultantes diagramas de presión
E_u	:	Módulo de deformación no drenado
$E_{v,i}$	:	Componente vertical del empuje del agua
E_z	:	Deformación del suelo en profundidad
F	:	Coeficiente de seguridad por capacidad de soporte
f	:	Fuerza de filtración
f_δ	:	Factor de corrección por el efecto de la inclinación de la carga
F_a	:	Coeficiente de seguridad al arranque
f_A	:	Factor de reducción debido al grado de alteración de la roca
f_{ck}	:	Resistencia característica del hormigón a compresión
F_d	:	Factor de seguridad al deslizamiento para la condición sísmica
f_D	:	Factor de corrección por efecto del empotramiento de la fundación
f_{Dp}	:	Factor de corrección por tamaño del pilote
f_E	:	Coeficiente para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante que embebe al pilote que se expresa, t/m3
f_f	:	Frecuencia cíclica
f_i	:	factor de ponderación de pilote *i*
F_{min}	:	Coeficientes de seguridad
$F_{min,1}$	:	Coeficientes de seguridad, combinación de acciones cuasi-permanente
$F_{min,2}$	:	Coeficientes de seguridad, combinación de acciones fundamental
$F_{min,3}$	:	Coeficientes de seguridad, combinación de acciones accidental o sísmica
f_p	:	Compresión nominal provocada por las armaduras activas
F_{pandeo}	:	Coeficiente de seguridad frente a pandeo
f_q, f_c	:	Factores de corrección
$f_{q'}$, f_c, f_{ys}	:	Factor de corrección
f_{RD}	:	Factor de reducción debido al diaclasamiento
FSSD	:	Factor de Seguridad Sísmico al Deslizamiento
FSSV	:	Factor de Seguridad Sísmico al Volcamiento
Fu	:	Resistencia a la tracción
Fy	:	Tensiones de fluencia
f_{yk}	:	Límite elástico de acero
G	:	Módulo de corte
g	:	Aceleración de gravedad

G_e	:	Peso específico de las partículas del suelo, referido al peso unitario del agua
GEO	:	Estado Límite Último de tipo Geotécnico
H	:	Altura de ola
h	:	Pérdida de carga total
h'	:	Profundidad
H^*	:	Profundidad de columnas
h_1	:	Tramo 1
h_2	:	Tramo 2
H_b	:	Altura de ola en rotura
h_b	:	Profundidad en rotura
H_c	:	Altura de caída
H_d	:	Distancia más larga hasta el drenaje
H_e	:	Espesor de la cama de enrocado
h_e	:	Profundidad en el emplazamiento
H_f	:	Altura del nivel freático original sobre el fondo impermeable (caso de acuífero libre)
H_{hz}	:	Carga horizontal actuante
h_i	:	Altura bajo el cruce
H_i	:	Altura de ola al pie de la pendiente
H_{m0}	:	Altura de ola significativa espectral
h_p	:	Espesor de la zona permeable (casos de flujo confinado)
H_{ps}	:	Distancia entre la punta del pilote y el suelo cohesivo blando subyacente
H_{rotura}	:	Carga horizontal que produce la rotura
h_s	:	Altura sobre el cruce
HYD	:	Estado Límite Último de tipo Hidráulico
I	:	Coeficiente de inclinación
i	:	Gradiente hidráulico en la sección considerada
I_1	:	Momento de inercia de la sección de la losa por unidad de longitud
ICHA	:	Instituto Chileno del Acero
I_r	:	Parámetro de Iribarren
I_S	:	Momento de inercia del área S con respecto al eje de giro que pasa por el centro de gravedad del área en contacto con el suelo.
ISO	:	International Organization for Standarization
I_v	:	Gradiente vertical medio en la zona de espesor $1{,}5B^*$ bajo el sello de fundación
JIS	:	Japanese Industrial Standards
K	:	Integral elíptica completa de primera especie
Ks	:	Coeficiente de Shoaling o Asomeramiento

$K\text{stan}\phi a$	:	Coeficiente adimensional para evaluar la presión normal al manto y coeficiente de fricción correspondiente
k	:	Número de ola (onda)
K_0	:	Coeficiente de reposo
K_1	:	Coeficiente adimensional
K_2	:	Parámetro adimensional, igual a 0,10 para suelos cohesivos y 0,05 para suelos granulares y rocas.
K_c	:	Factor adimensional de correlación
K_e	:	Coeficiente de empuje para solicitaciones estáticas
K_{e0}	:	Coeficiente de empuje para solicitaciones estáticas, condición de reposo
K_{ea}	:	Coeficiente de empuje para solicitaciones estáticas, condición activa
kg/m^3	:	Kilógramo por metro cúbico
k_h, k_v	:	Coeficiente de permeabilidad del suelo, equivalente horizontal y vertical
k_{HI}	:	Constante de balasto bajo el cruce por cero
k_{HS}	:	Constante de balasto sobre el cruce por cero
k_i	:	coeficiente de permeabilidad del estrato *i* en la dirección horizontal o vertical según corresponda.
K_{oh}	:	Coeficiente de empuje horizontal en condiciones similares a las del reposo, ya que las paredes no se mueven
k_p	:	Coeficiente de empuje pasivo
K_{ph}	:	Coeficiente de permeabilidad (o permeabilidad del terreno, según corresponda)
K_{ps}	:	Resistencia pasiva para la condición estática más sísmica
K_T	:	Rigidez de resorte
K_{Te}	:	Rigidez de resorte para la carga estática en el tirante T_e
K_v	:	Constante de resorte vertical
$K_{v,i}$	:	Distribución de la rigidez entre los distintos pilotes del grupo
$K_{v,grupo}$	:	Distribución de la rigidez total
L	:	Longitud de onda
l_1	:	Longitud del pilote fuera de terreno
l_2	:	Longitud del pilote dentro del terreno
L_b	:	Longitud de onda en rotura
L_E	:	Longitud de empotramiento de pilotes
L_g	:	Longitud de onda del grupo de olas
L_{ll}	:	Distancia libre menor entre dos muros de un paño de losa, o mayor distancia libre entre dos columnas contiguas en tanto sus cargas axiales no difieran en más de 50%
L_p	:	Longitud pilote dentro del terreno
L_p'	:	Longitud del pilote incluyendo el tramo que emerge sobre el suelo, m
L_R	:	Longitud de empotramiento en roca

LRFD	:	Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design)
M	:	Momento volcante con respecto a la arista o punto de giro potencial elegida
m	:	Pendiente del fondo
M_1	:	Momento estabilizador
M_2	:	Momento volcante
mg/l	:	Milígramo por litro
Mm	:	Masa de la maza
mm	:	Milímetro
m_n	:	Momento de orden n
M_o	:	Momento flector
MPa	:	Mega pascales
N	:	Número de eventos o muestras
n	:	Número adimensional que depende de la geometría del medio
N_0	:	Número de olas individuales de todo el registro
N/mm^2	:	Newton por milímetro cuadrado
n_c	:	Valor crítico del cociente D15/d85 para el que se cumple estrictamente la condición de filtro
NCh	:	Norma Chilena
N_g	:	Número total de golpes aplicados en el área A
N_{grupo}	:	Carga vertical total
N_i	:	Carga vertical que actúa sobre el pilote
N_l	:	Parámetro de Iribarren
N_{pandeo}	:	Carga teórica de pandeo
$N_{q'}$, N_c, $N_{\gamma s}$	:	Coeficientes de capacidad de soporte
N_{SPT}	:	Valor medio del índice N del SPT
n_V	:	Relación entre la aceleración máxima y la velocidad máxima del movimiento sísmico; utilizar a falta de mayores antecedentes
OCR	:	Over Consolidation Ratio (Razón de Pre Consolidación)
P	:	Flujo medio de energía por unidad de ancho de cresta, de una onda transmitida a través de un plano vertical perpendicular a la dirección de propagación
p	:	Carga aplicada en el borde superior
p'	:	Presión que transmite el muro al terreno
P_c	:	Carga sobre la cabeza
P_0	:	Presión efectiva al nivel del sello de fundación.
$p_{inicial}$	:	tensión vertical efectiva antes de colocar la carga p
P_l	:	Presión límite efectiva, después de descontar la presión del agua que pudiera existir en el sondaje
p_i	:	Número adimensional que depende de la posición relativa del pilote dentro del grupo

p_o	:	Presión vertical total en la profundidad donde se midió q_c'
P_P	:	Presión media
P_p	:	Hundimiento o plastificación del terreno
P_r	:	1 MPa (10,2 kgf/cm^2), presión de referencia
P_{vh}	:	Presión vertical efectiva que produce la falla
Q_h	:	Carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su falla por capacidad de soporte
Q_{ho}	:	Capacidad de soporte del pilote virtual equivalente al grupo, sumando su resistencia de punta y de fuste
P_v	:	Presión vertical sobre planos horizontales
P_{vk}	:	Presión vertical efectiva para alcanzar la falla por capacidad de soporte
Q	:	Caudal bombeado en régimen permanente
q	:	Sobrecarga
q	:	Desviador
q'	:	Sobrecarga debida al peso de tierras a la profundidad de la fundación y en su entorno
q'_e	:	Sobrecarga efectiva sobre la cama de enrocado en el nivel del sello de fundación
Q(1%)	:	Carga que produce un asentamiento igual al 1% del diámetro
Q(10%)	:	Carga máxima aplicada en su cabeza
q_c	:	Valor medio de la resistencia a la penetración en la zona de espesor B^* bajo el sello de fundación
q_c'	:	Resistencia (presión) de punta del cono
Q_d	:	Componente vertical de las cargas, que actúa sobre la cara superior del cabezal
Q_d'	:	Valor absoluto de la tracción que actúa sobre el grupo, al nivel de las cabezas de los pilotes. Incluirá el peso efectivo del cabezal y de la parte exenta de los pilotes
Q_f	:	Parte de la carga que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste, resistencia por fuste
Q_{fh}	:	Carga de falla por capacidad de soporte
Q_h	:	Capacidad de soporte del pilote
Q_p	:	Parte de la carga que se supone soportada por la punta, resistencia por punta
q_p	:	Resistencia unitaria por la punta
q_{pb}	:	Resistencia por punta si el pilote se apoyara directamente en el suelo blando
q_{ph}	:	Resistencia por punta para pilotes hincados
q_{pr}	:	Resistencia en la punta del pilote corregida por la existencia del suelo cohesivo
q_u	:	Resistencia a compresión simple de la matriz de la roca
q_{up}	:	Resistencia unitaria por la punta
R	:	Empuje inicial de reposo
r	:	Efecto de la inclinación del sello de fundación
R_a	:	Resistencia requerida determinada por análisis para las combinaciones de carga ASD

R_f	:	Resistencia de fuste
R_i	:	Radio de influencia o distancia del eje del pozo hasta el contorno vertical donde no se produce descenso del nivel freático
R_n	:	Resistencia nominal determinada de acuerdo a las disposiciones de la especificación
RPC	:	Razón de Pre Consolidación
RQD	:	Índice de fragmentación de la roca.
R_u	:	Resistencia requerida determinada por el análisis para las combinaciones de carga LRFD
S	:	Coeficiente de forma
s	:	Eje de dispersión
s'	:	Parámetro de propagación
S(f)	:	Espectro de varianza (o espectro de energía)
S_0	:	Asentamiento que experimentaría la superficie externa del terreno natural en caso de no realizarse ningún tratamiento
s_d	:	Espaciamiento entre diaclasas
s_{grupo}	:	Asentamiento medio del grupo
s_i	:	Asentamiento del pilote individual aislado
s_m	:	Asentamiento medio de la superficie del terreno, provocado por el tratamiento
S_p	:	Penetración del pilote con un golpe a una profundidad dada determinada con el registro de hinca, m
SPT	:	Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar)
S_{sf}	:	Superficie en contacto suelo – fundación
STR	:	Verificación de modos de falla estructurales
S_u	:	Resistencia al corte sin drenaje media de la zona de profundidad B^* bajo el sello de fundación.
$S_{u,nd}$	:	Resistencia no drenada del suelo cohesivo existente bajo la cama de enrocado a una profundidad bajo el nivel de fundación igual a $H + B^*$
S_{uo}	:	Resistencia no drenada para el grado de consolidación debido al peso de la estructura al término de construcción
S_{up}	:	Resistencia no drenada en torno a la punta del pilote
T	:	Período de ola
t	:	Tiempo
t/m^3	:	Tonelada por metro cúbico
t_c	:	Tiempo para alcanzar el 100% de la consolidación
T_e	:	Carga estática en el tirante
T_{max}	:	Solicitación máxima de servicio
T_o	:	Periodo de oscilación del mar
Tp	:	Período peak
T_p	:	Resistencia a la extracción de un pilote

T_{smax}	:	Componente sísmica máxima de la solicitación en el tirante determinada con el coeficiente sísmico máximo de diseño C_{smax} que actúa en el suelo retenido
T_v	:	Factor de tiempo con la expresión indicada válida para $T_v < 0{,}286$
U	:	Grado de consolidación promedio en tanto por uno
u	:	Presión intersticial o presión de poros
U_1	:	Grado de consolidación que produciría para flujo horizontal
U_2	:	Grado de consolidación que produciría para flujo vertical
UE	:	Unión Europea
UNICAN	:	Universidad de Cantabria
U_r	:	número de Ursell
V	:	Carga vertical efectiva
V'	:	Componente vertical de la resultante de las acciones (fuerzas estabilizadoras)
$v_{crítico}$	:	Velocidad crítica que inicia el proceso erosivo, m/s
V_o	:	Esfuerzo de corte en la sección de los pilotes
W'	:	Peso efectivo del pilote
W'_i	:	Peso de la parte libre (por encima del terreno) del pilote
W'_o	:	Peso efectivo del cabezal, sumergido en su caso
W_M	:	Peso muro
W_m	:	Peso del pistón del martinete
W_p	:	Peso del pilote más peso de la cabeza de golpes más peso del yunque del martinete
W_q	:	Resultante sobrecarga sobre la zapata trasera, t/ml
W_r	:	Peso del cono de roca
W_s	:	Resultante de la sobrecarga de suelo, q_s
W_s	:	Peso del suelo sobre la zapata trasera
wZ	:	Incremento de las tensiones verticales efectivas
x	:	Abscisa del punto en cuestión, medido desde la vertical de una cresta de la ola
z	:	Elevación sobre un plano de referencia o datum
z'	:	Amplitud de ola
z_ϕ	:	Elevación del punto sobre el plano de referencia o datum utilizado para definir al potencial (Bernoulli) ϕ
Z_c	:	Profundidad bajo la cabeza del pilote en m hasta la cual la presión efectiva vertical varia linealmente y bajo la cual se mantiene constante con un valor igual a σ'_{vb}.
z_{me}	:	Profundidad media desde la superficie superior del material ensilado
z_{or}	:	Profundidad de referencia
z_p	:	Profundidad de plastificación
z_s	:	Profundidad contada desde la superficie del terreno

2.2 VIDA ÚTIL

La referencia más adecuada de la vida útil en obras marítimas son las que plantean las "Normas técnicas y comentarios de los puertos e instalaciones portuarias en Japón", que se basan en la normativa ISO 2394:1998.

Se plantea que para determinar la vida útil, es necesario considerar debidamente, a lo menos, los siguientes puntos:

- Objetivos de las instalaciones.
- Condiciones de uso del entorno y de otras instalaciones.
- Efectos de la vida útil en la aplicación de medidas para la comprobación del rendimiento y la selección del material, considerando los efectos ambientales.

La normativa ISO 2394: 1998, entrega la siguiente tabla, que puede ser referida para la determinación de la vida útil del proyecto.

Tabla 2.3.1-1: Definición de la vida útil según ISO 2394: 1998

Clase	Vida útil de diseño (años)	Ejemplo
1	1 – 5	Estructuras temporales
2	25	Elementos estructurales reemplazables
3	50	Estructuras y construcciones públicas. Estructuras que no clasifiquen en la Clase 4
4	100 o más	Estructuras de tipo: conmemorativo, especiales, alta importancia y de larga escala temporal

Fuente: ISO 2394-1998

Normalmente los proyectos portuarios en chile son diseñan para una vida útil de 50 años.

2.3 ESTADOS LÍMITES

El término “Estado Límite” se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límites: los de servicio y los de resistencia.

2.3.1 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Aquellos relacionados a condiciones de funcionamiento, cuyo incumplimiento puede afectar el normal uso de la obra. A modo de ejemplo, se menciona el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio. Una estructura no solo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo de forma tal de que la obra satisfaga las necesidades para las que fue construida.

2.3.2 ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

Corresponden a los vinculados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se relacionan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y colapso. Estos estados varían según el tipo de solicitación actuante, y usualmente se requieren verificar varios de ellos para un mismo componente. Algunos de los estados límites últimos más usuales son: fluencia, rotura, formación de rótulas plásticas, inestabilidad global de un componente, pandeo local y pandeo lateral torsional.

2.4 MÉTODOS DE DISEÑO

2.4.1 DISEÑO POR RESISTENCIA

2.4.1.1 DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Método que dimensiona componentes estructurales tal que las resistencias de diseño igualen o superen la resistencia requerida de los componentes bajo la acción de las combinaciones de carga para LRFD.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1,0 y se obtienen las "cargas factorizadas" usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se dimensiona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ el cual es normalmente menor que 1,0. Con este factor se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y manos de obra.

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \qquad (2\text{-}1)$$

Donde:

R_u : Resistencia requerida determinada por el análisis para las combinaciones de carga LRFD.

R_n : Resistencia nominal determinada de acuerdo a las disposiciones de la especificación.

ϕ : Factor de resistencia dado por la especificación para un estado limite en particular.

2.4.1.2 DISEÑO POR RESISTENCIAS ADMISIBLES (ASD)

Método de dimensionamiento de componentes estructurales tales que la resistencia admisible iguale o supere la resistencia requerida de los componentes bajo la acción de las combinaciones de carga ASD.

El Diseño por Resistencias Admisibles es similar a lo que se conoce como Diseño por Tensiones Admisibles en que ambos son llevados al mismo nivel de carga. Por lo tanto se usan las mismas combinaciones de carga. La diferencia radica en que para el diseño por resistencias, las disposiciones principales están dadas en términos de fuerzas y momentos en vez de tensiones. En toda situación, estas disposiciones de términos de resistencia pueden transformarse en disposiciones en términos de tensiones aplicando la propiedad de la sección adecuada.

En ASD, a la resistencia disponible se le hace referencia como la resistencia admisible. Todas las disposiciones ASD están estructuradas de forma que la resistencia admisible debe igualar o superar la resistencia requerida.

$$R_a \leq R_n / \Omega \qquad (2\text{-}2)$$

Donde

R_a : Resistencia requerida determinada por análisis para las combinaciones de carga ASD.

R_n : Resistencia nominal determinada de acuerdo con las disposiciones de la especificación.

Ω : Factor de seguridad dado por las especificaciones para un estado limite particular.

2.4.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

Desde hace dos décadas se está proponiendo diseñar de modo que la estructura pueda ser capaz de absorber, sin colapsar, la demanda de desplazamiento. Es decir, no se diseña para lograr una resistencia sino que para garantizar que la estructura puede proveer un desplazamiento. Estas proposiciones se circunscriben al diseño sísmico y pretenden garantizar la prevención del colapso, lo que no puede asegurarse por un diseño por resistencia de acuerdo a lo evidenciado por la práctica en sismos de gran severidad.

Un ejemplo, que se está empezando a usar en el diseño de obras portuarias, es usar la aislación sísmica, en la cual el elemento que disminuye la energía de entrada al sistema estructural es un aislador. Este elemento se diseña para la demanda de desplazamiento sísmico. Sin embargo, este tipo de diseño también puede incluirse dentro de los métodos que, en términos generales, deciden cuales son los elementos en que debe producirse la absorción y la disipación de la energía entregada por un movimiento símico, dejando al resto de la estructura con esfuerzos menores y de magnitud controlada.

2.5 CONCEPTOS BÁSICOS HIDRÁULICOS-MARÍTIMOS

2.5.1 MECÁNICA DE OLAS

2.5.1.1 CONCEPTOS PRELIMINARES

Las olas oceánicas con periodos de 3 a 25 s, son principalmente generadas por los vientos y su presencia es una característica fundamental de las regiones costeras del mundo. Además del oleaje, existen otros movimientos de onda característicos del océano como lo son: ondas internas, mareas, tsunamis y ondas de borde.

2.5.1.1.1 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LA PROFUNDIDAD RELATIVA

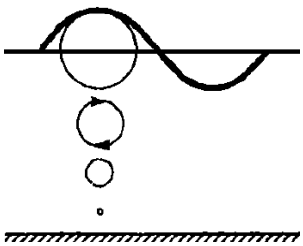
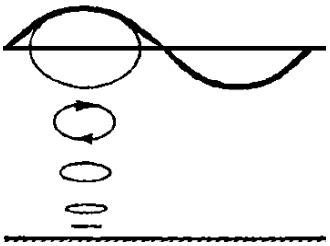
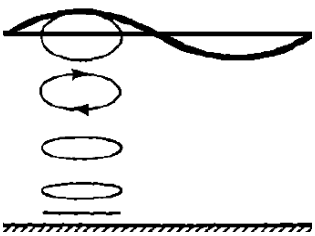
Se define como profundidad relativa al cociente entre la profundidad y la longitud de onda (h/L). De acuerdo a este parámetro las olas se pueden clasificar en:

a) Oleaje en Aguas Profundas

b) Oleaje en Aguas Intermedias

c) Oleaje en Aguas Someras

Tabla 2.5.1-1: Clasificación de acuerdo a la profundidad relativa

Aguas Profundas	Aguas Intermedias	Aguas Someras
La ola no siente el fondo	La ola siente parcialmente el fondo	La ola siente drásticamente el fondo
Ondas Dispersivas	Ondas Débilmente Dispersivas	Ondas No Dispersivas
		
Trayectorias Circulares	Trayectorias Elípticas	Trayectorias Elípticas achatadas

Fuente: Documento de Referencia (UNICAN)

2.5.1.1.2 CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE OCEÁNICO

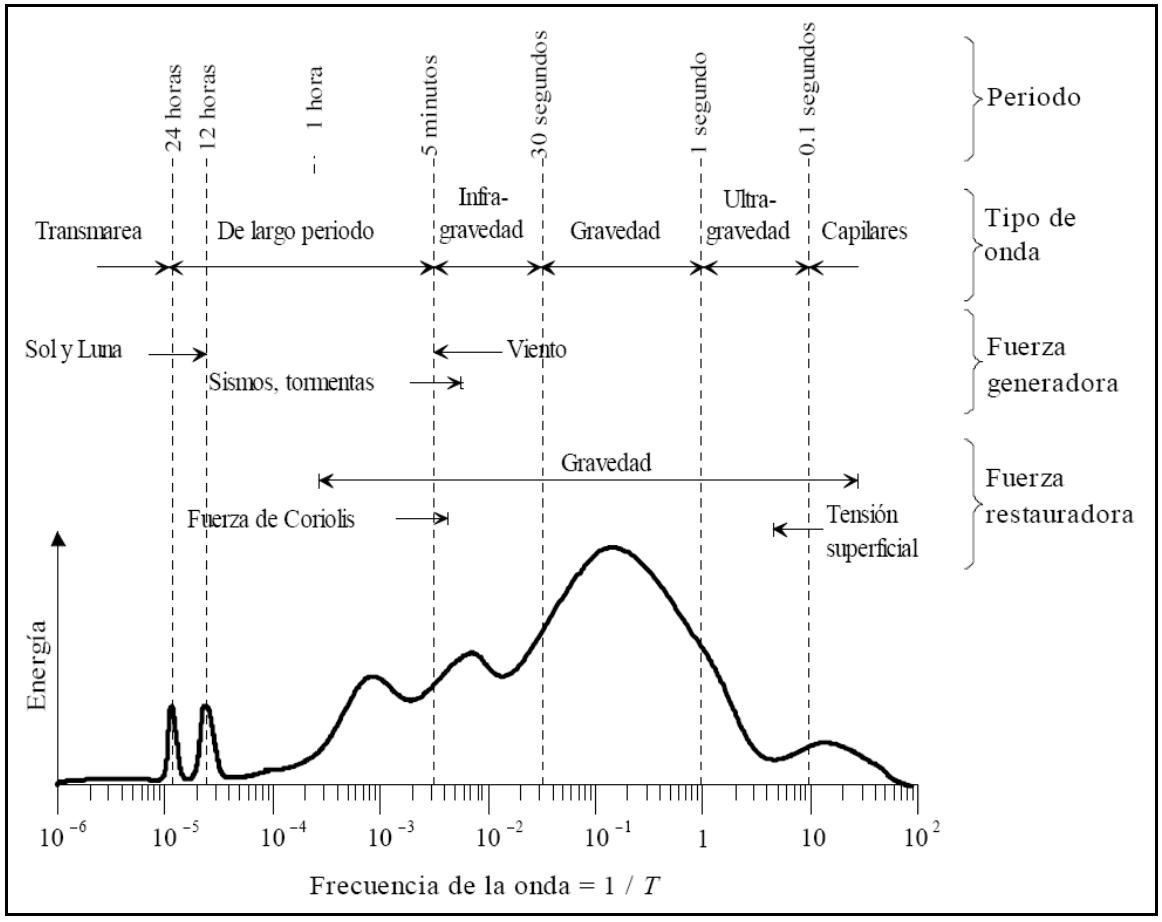
Las olas que componen una serie de tiempo de oleaje, poseen una extensa gama de periodos, alturas y longitudes. Estas se pueden clasificar de acuerdo a su periodo, longitud, fuerza generadora y cantidad de energía de acuerdo a la siguiente tabla y figura.

Tabla 2.5.1-2: Clasificación de las ondas por su periodo (Johnson et al, 1978)

Nombre	Periodo (T)	Longitud (L)	Altura (H)	Fuerza generadora	Fuerza restauradora
Gravedad	1 a 30 s	De metros a cientos de metros	De centímetros a 15 m	Viento	Gravedad
Infragravedad	30 s a 30 min	100 a 200 m	Pequeña	Viento	Gravedad, fuerza de Coriolis
Periodo largo	5 min a 24 h	Pueden llegar a ser de escala planetaria	1 a 5 m	Sismo, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad, fuerza de Coriolis
Transmarea	Más de 24 h	-	0 a 12 m	Oscilaciones climáticas	Gravedad, fuerza de Coriolis

Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Oleaje, Tabla 1.1 (Silva, 2005)

Figura 2.5.1-1: Periodo-energía de las ondas (Kinsman, 1965)



Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Oleaje, Figura 1.1 (Silva, 2005)

2.5.1.1.3 CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE

Se le denomina Fetch al área de generación donde existe transferencia de energía del viento hacia la superficie del mar. El oleaje se propaga en diferentes direcciones, aunque la dirección dominante es la del viento. Las olas pueden tener diversas características dependiendo de las fuerzas que influyen en su generación.

De acuerdo con su génesis, se suelen distinguir dos tipos extremos de oleaje, entre los cuales existen un sinnúmero de estados intermedios. Se denominan por las palabras inglesas, universalmente aceptadas, sea y swell o su traducción al español como oleaje local y oleaje distante, respectivamente.

Existe, además, el oleaje en aguas interiores, presente en sectores como lagos, estuarios y canales interiores. El Fetch alcanzado es mucho menor que en la generación en el océano, por ende las características entre ambos tipos de oleaje son diferentes.

2.5.1.1.3.1 OLEAJE LOCAL (SEA)

Es oleaje generado por la influencia de vientos locales, el cual se denomina “sea”, se caracteriza por tener períodos aproximadamente entre 4 a 8 segundos.

Escasamente se aprecian crestas de cierta longitud y es difícil observar un periodo bien definido. Las características que definen este tipo de oleaje son:

a) Gran irregularidad, ya que la altura de la superficie líquida es impredecible, carece de periodicidad.

b) Asimetría o gran desigualdad entre la forma del valle y la cresta de las olas.

c) Gran peralte de las olas. Las olas presentan una altura relativamente grande para su longitud de onda.

Figura 2.5.1-2: Oleaje tipo Sea



Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 1.3 (Silva, 2005)

2.5.1.1.4 OLEAJE DISTANTE (SWELL)

Se caracteriza por poseer períodos de 10 a 25 segundos y se denomina “Swell”.

Cuando el oleaje se propaga y abandona el área de generación ocurren tres fenómenos (Losada & Giménez-Curto, 1978):

a) Pierden energía, las olas viajan a expensas de su propia energía (decaimiento).

b) El oleaje sufre una doble dispersión. Una angular, en la que las olas se dispersan en todas direcciones, y otra radial, debida a que la velocidad es función directa del periodo, por lo que las olas más largas viajan más rápido que las más cortas. Se produce un filtrado de olas.

c) Las ondas de periodos similares se fusionan en largas crestas de onda, lo cual origina que la superficie caótica se simplifique. Al evolucionar el oleaje y en especial cuando abandona el área de generación va tendiendo a un oleaje de tipo swell.

Este tipo de oleaje se puede observar sobre la plataforma costera, especialmente en profundidades reducidas, donde a los fenómenos descritos anteriormente se añade el de la refracción. Así, el oleaje que se acerca a la costa es más regular, forma frentes de cresta muy grandes y las diferencias entre periodos y longitudes de onda son mínimas, surge una periodicidad, las direcciones no son tan dispersas, y se presentan ciertas direcciones predominantes. Todo esto proporciona un cierto orden al fenómeno (Silva, 2005).

Figura 2.5.1-3: Oleaje tipo Swell



Fuente: http://alinecasey.blogspot.com/2011_06_01_archive.html

En el caso particular de Chile, el oleaje tipo swell es aquel que ha sido generado en distintos puntos de la cuenca del océano Pacífico, propagándose hasta las costas chilenas.

El clima de oleaje de las costas chilenas está asociado principalmente al comportamiento del gran Anticiclón del Pacífico que constituye campos generacionales oceánicos (fetch) de importancia.

Dependiendo de la posición del Anticiclón relativa a la costa que interese se manifiesta como swell del sur, sur oeste y oeste, que predominan durante la mayor parte del año. Por este motivo todos los puertos chilenos se han instalado en los sacos sur de las bahías, y las playas muestran su ciclo anual estacional de manera muy clara en la modelación del perfil.

Es posible subdividir el oleaje tipo swell en 4 grupos:

a) Swell: generado por frentes ciclónicos que inciden desde el océano en dirección al este. Una vez sobre el sector costero, estos fuertes vientos del cuarto cuadrante generan *sea* local que alcanza gran fuerza. Esta situación es más frecuente en los meses de invierno.

b) Swell del hemisferio sur: son olas de gran tamaño generadas por ciclones extra tropicales que se propagan hacia la costa, con una constante disminución de su altura y aumento de su período, llegando a nuestras costas con mayores intensidades durante la temporada de invierno.

c) Swell del hemisferio norte: son olas generadas en cercanías a las islas Aleutianas, perteneciente al estado de Alaska, EE.UU., se propagan hacia el sur llegando desde el NW de las aguas profundas de nuestro país durante la temporada de verano, y son encubiertas por la olas que se generan en el hemisferio SW.

d) Ciclones tropicales: se generan en las aguas de América Central y se propagan hacia el sur hasta las costas del país. Son de baja frecuencia de ocurrencia, pero relevantes para el oleaje extremo o de diseño.

2.5.1.1.5 OLEAJE EN AGUAS INTERIORES

Desde Puerto Montt al sur, la costa chilena se desmembra en miles de islas de distintas características, conformación, tamaño, conectadas por innumerables canales, fiordos, estuarios, estrechos, senos y bahías.

Si se exceptúan los frentes terrestres costeros expuestos al océano, el resto de esta geografía en conjunto con los lagos que existen en Chile, corresponden a lo que podemos llamar aguas interiores.

La hidrodinámica de estas aguas interiores difiere considerablemente de la que corresponde a la costa oceánica. El oleaje que se genera en estos cuerpos de agua es complejo. Por una parte hay canales y entradas vulnerables al oleaje oceánico que penetra en éstas y por otro lado cuerpos de agua como lagos y lagunas.

Las aguas interiores propiamente tal son cuerpos limitados en tamaño y orientación y se constituyen en fetch de generación local de olas. En general, el viento se encauza a lo largo de los ejes principales de estos canales y fiordos.

Debido a que la onda de marea se traslada, las condiciones de llenante y vaciante en estas aguas interiores (lagunas y lagos), fiordos y canales están desfasadas, generándose importantes corrientes de marea, las cuales son de importancia por su interacción con el oleaje.

2.5.1.2 PRINCIPIOS DE TRANSFORMACIÓN DE LA ONDA

Los contenidos de la transformación de la onda se presentan en la sección 2.5.1.4.4.

2.5.1.3 OLEAJE REGULAR

Las teorías de oleaje son una aproximación a la realidad e intentan describir el fenómeno bajo ciertas condiciones que cumplan con las hipótesis propuestas.

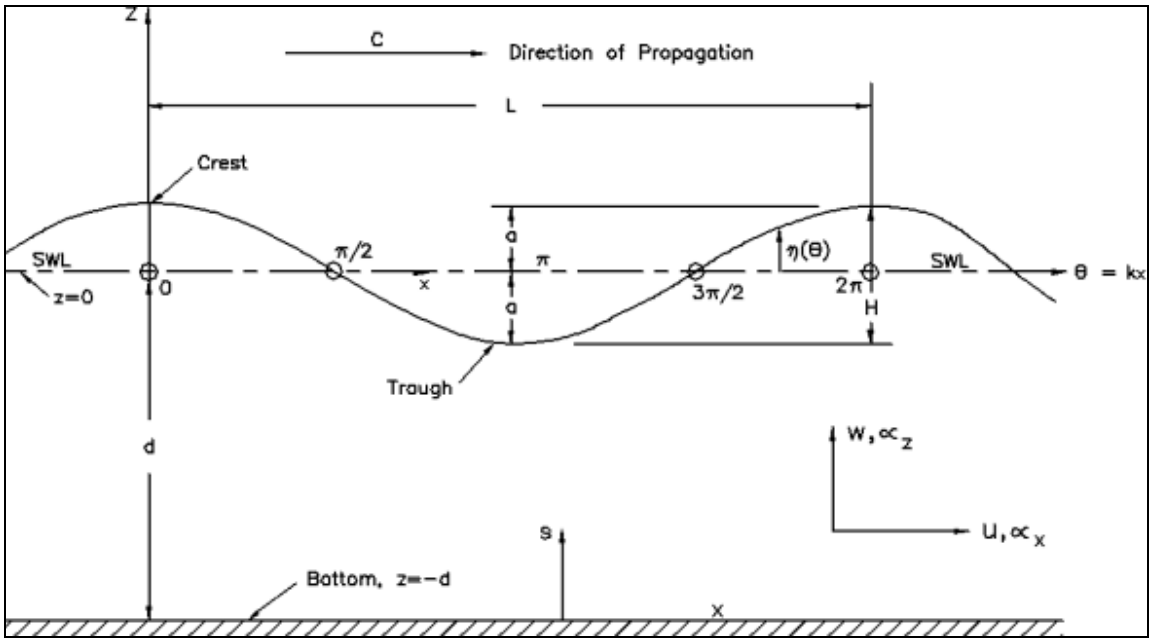
El presente acápite, expone formulaciones correspondientes a la Teoría Lineal del Oleaje que se refiere a la partícula del agua, específicamente a su simplificación unidireccional.

El oleaje progresivo puede ser representado espacialmente con la variable x y temporalmente con la variable t y su combinación (fase) está definida por:

$$\theta = kx - \omega t \tag{2-3}$$

Los valores de θ varían entre 0 y 2π. Los parámetros presentados en la siguiente figura muestran una ola progresiva sinusoidal que pasa por un punto del océano, la cual puede ser caracterizada por un periodo (T), altura (H), longitud de onda (L) y profundidad (d).

Figura 2.5.1-4: Definición de términos elementales de una ola progresiva



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure II-1-1

Para efectos de las teorías lineales de oleaje se asume que la amplitud de ola de la cresta es igual a la del valle, por tanto, la altura de ola es dos veces la amplitud de la misma.

Los parámetros k y ω son el "número de ola" y "frecuencia angular", respectivamente, y se presentan en las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{2\pi}{L} \tag{2-4}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{2-5}$$

Considerando estos parámetros, es posible definir la desnivelación de la superficie libre como η según la ecuación:

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2}\cos(kx - \omega t) \tag{2-6}$$

En algunos casos es utilizada la frecuencia cíclica f la cual es definida de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f = \frac{1}{T} \tag{2-7}$$

La velocidad a la que se propagan las ondas se denomina “celeridad” o “velocidad de fase” y viene dada por la relación:

$$C = \frac{L}{T} = \frac{\omega}{k} \tag{2-8}$$

Las teorías de oleaje utilizan una serie de parámetros adimensionales para caracterizar el oleaje. Los cuales son:

a) Pendiente de la onda (ε)

$$\varepsilon = \frac{H}{L} \tag{2-9}$$

b) Altura relativa de onda (δ)

$$\delta = \frac{H}{d} \tag{2-10}$$

c) Profundidad relativa

$$\mu = \frac{d}{L} \tag{2-11}$$

Además, para caracterizar el oleaje, es usual utilizar los parámetros adimensionales que se presentan en las siguientes relaciones:

$$\frac{H}{gT^2} \text{ y } \frac{d}{gT^2} \tag{2-12}$$

Una de estas aplicaciones es el uso en el diagrama de Le Méhauté (1976) para la elección de una teoría de oleaje apropiada.

Otro parámetro utilizado es el número de Ursell que se emplea para definir, entre otras cosas, el régimen al que corresponden las ondas, por tanto, a seleccionar la teoría adecuada para cada caso.

$$U_r = H\frac{L^2}{d^3} = \frac{\delta}{\mu^2} \tag{2-13}$$

2.5.1.3.1 TEORÍA LINEAL DE ONDAS

La teoría de ola más elemental es la de amplitud pequeña o teoría lineal de olas. Esta fue desarrollada por Airy en 1847 y se caracteriza por su fácil aplicación y entrega de aproximaciones razonables para de las características del oleaje.

Los supuestos que considera la teoría lineal de ondas son:

a) El fluido es homogéneo e incompresible (densidad constante).

b) La tensión superficial es despreciable.

c) El efecto Coriolis puede ser despreciado.

d) La presión en la superficie libre es uniforme y constante.

e) El fluido es ideal o no viscoso.

f) El fluido es irrotacional.

g) El fondo es horizontal, impermeable, de límite fijo, lo cual implica que la velocidad vertical en el fondo es cero.

h) La amplitud de la ola es pequeña y su forma no varía en el tiempo y el espacio.

i) Las olas son planas (fenómeno bi-dimensional).

En la Figura 2.5.1-9 se presenta un gráfico propuesto por Le Méhauté (1976) el cual entrega límites para la idoneidad de la aplicación de distintas teorías en función de los parámetros de profundidad, periodo y altura de la ola, diferenciando, además, los distintos casos de profundidad relativa.

Debido al supuesto de la irrotacionalidad, se tiene que la ecuación de Laplace toma la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z'^2} = 0 \qquad (2\text{-}14)$$

Una de las posibles soluciones de la función potencial (Φ) es la correspondiente a una onda propagándose en sentido positivo al eje x, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Phi(x.z'.t) = \frac{H}{2}\frac{g}{\omega}\frac{\cosh[k(d+z')]}{\cosh(kd)}\sin(kx-\omega t) \qquad (2\text{-}15)$$

La siguiente tabla entrega las formulaciones respectivas a la Teoría Lineal de Ondas, de acuerdo a su clasificación por profundidad relativa.

Las formulaciones que se entregan son:

a) Perfil de onda (desnivelación de la superficie libre)

b) Celeridad

c) Longitud de onda

d) Velocidad de grupo

e) Velocidad orbital de las partículas

f) Aceleración orbital de las partículas

g) Presión en la superficie libre o sub superficial

Tabla 2.5.1-3: Características de la teoría de oleaje de Airy

Relative Depth	Shallow Water $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	Transitional Water $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Deep Water $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Wave profile	Same As >	$\eta = \frac{H}{2}\cos\left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right] = \frac{H}{2}\cos\theta$	< Same As
2. Wave celerity	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
3. Wavelength	$L = T\sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
4. Group velocity	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)}\right]C$	$C_g = \frac{1}{2}C = \frac{gT}{4\pi}$
5. Water particle velocity			
(a) Horizontal	$u = \frac{H}{2}\sqrt{\frac{g}{d}}\cos\theta$	$u = \frac{H}{2}\frac{gT}{L}\frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)}\cos\theta$	$u = \frac{\pi H}{T}e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\cos\theta$
(b) Vertical	$w = \frac{H\pi}{T}\left(1+\frac{z}{d}\right)\sin\theta$	$w = \frac{H}{2}\frac{gT}{L}\frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)}\sin\theta$	$w = \frac{\pi H}{T}e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\sin\theta$
6. Water particle accelerations			
(a) Horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T}\sqrt{\frac{g}{d}}\sin\theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L}\frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)}\sin\theta$	$a_x = 2H\left(\frac{\pi}{T}\right)^2 e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\sin\theta$
(b) Vertical	$a_z = -2H\left(\frac{\pi}{T}\right)^2\left(1+\frac{z}{d}\right)\cos\theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L}\frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)}\cos\theta$	$a_z = -2H\left(\frac{\pi}{T}\right)^2 e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\cos\theta$
7. Water particle displacements			
(a) Horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi}\sqrt{\frac{g}{d}}\sin\theta$	$\xi = -\frac{H}{2}\frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)}\sin\theta$	$\xi = -\frac{H}{2}e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\sin\theta$
(b) Vertical	$\zeta = \frac{H}{2}\left(1+\frac{z}{d}\right)\cos\theta$	$\zeta = \frac{H}{2}\frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)}\cos\theta$	$\zeta = \frac{H}{2}e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)}\cos\theta$
8. Subsurface pressure	$p = \rho g(\eta - z)$	$p = \rho g\eta\frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g\eta e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} - \rho g z$

Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-9.

Donde:

L : Longitud de onda, m

T : Período, s

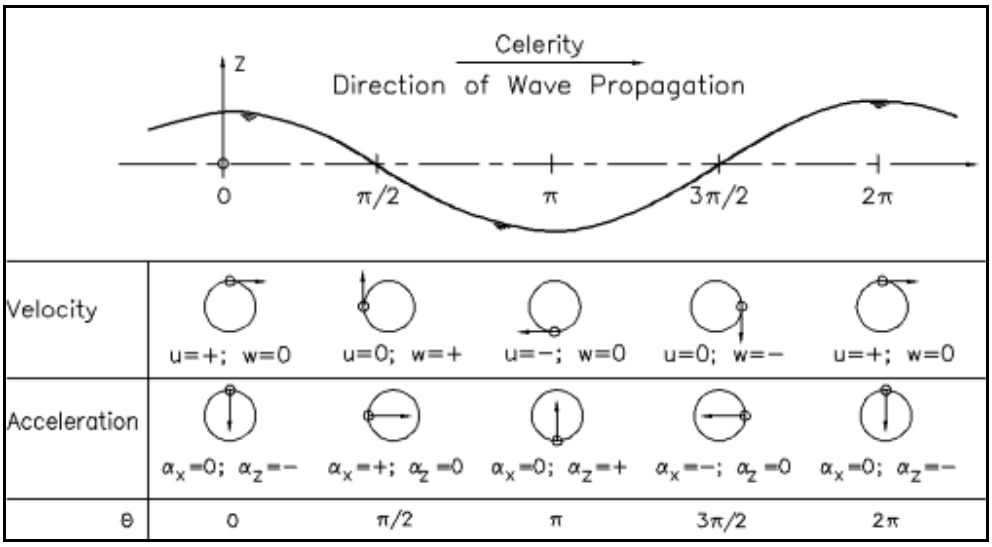
d : Profundidad del agua, m

C : Celeridad, m/s

Cg : Velocidad de grupo, m/s

En la figura siguiente se muestra como varía la velocidad y la aceleración orbital, de acuerdo a la fase de la onda, que va desde 0 a 2π.

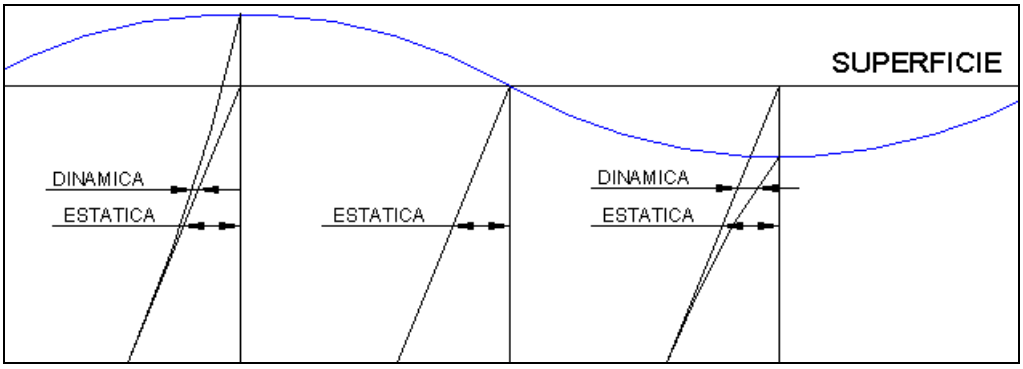
Figura 2.5.1-5: Velocidad y aceleraciones orbitales



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-2

Es posible descomponer la formulación presentada de presión en dos: Presión Hidrostática y la Dinámica, de acuerdo a como se esquematiza en la siguiente figura.

Figura 2.5.1-6: Diagrama de presiones



Fuente: Elaboración Propia

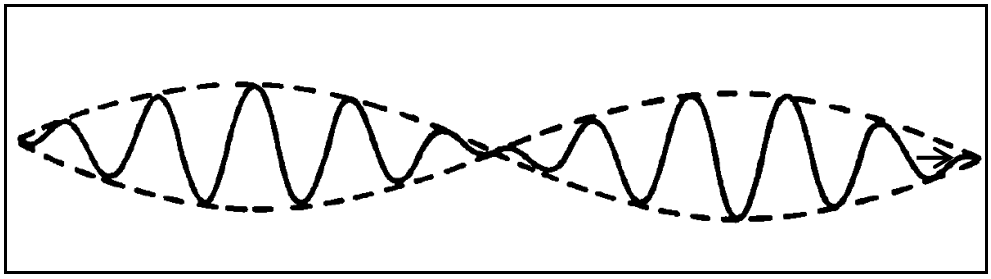
2.5.1.3.1.1 CELERIDAD DE GRUPO

El concepto de celeridad de grupo explica por qué las olas se separan en su propagación hacia la costa, según su periodo. Puede ser descrito considerando la interacción de dos trenes de ondas que se propagan en la misma dirección con periodos y amplitudes ligeramente diferentes, generando una envolvente de desnivelaciones, la cual es descrita por la siguiente ecuación:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = \frac{H}{2}\cos(k_1 x - \omega_1 t) + \frac{H}{2}\cos(k_2 x - \omega_2 t) \qquad (2\text{-}16)$$

Donde el subíndice 1 y 2 indican al tren de olas 1 y 2 respectivamente.

Figura 2.5.1-7: Envolvente de desnivelaciones de un grupo de ondas



Fuente: Documento de Referencia, Volumen I “Dinámicas” (Universidad de Cantabria, 2000)

La longitud de onda del grupo de olas L_g viene dada por la ecuación:

$$L_g = \frac{2\pi}{\Delta k} \tag{2-17}$$

La celeridad de grupo viene dada por la formulación:

$$C_g = \frac{1}{2}\frac{L}{T}\left[1 + \frac{4\pi d/L}{senh\left(4\pi d/L\right)}\right] = nC \tag{2-18}$$

Donde:

$$n = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4\pi d/L}{senh\left(4\pi d/L\right)}\right] \tag{2-19}$$

El coeficiente *n* en aguas profundas toma un valor aproximado a ½, y en aguas someras a 1, por tanto, la celeridad de grupo en aquellas profundidades es aproximadamente ½ *C* y $\sqrt{gd}$ respectivamente. La velocidad de la energía es importante ya que es con esa velocidad que se propaga el oleaje.

La celeridad es la velocidad a la cual se propaga una ola individualmente y la celeridad de grupo es la velocidad a la cual se propaga el tren de olas, además de ser la velocidad a la cual se transporta la energía de la onda.

2.5.1.3.1.2 ENERGÍA DEL OLEAJE

La energía del oleaje se descompone en energía cinética y energía potencial. La energía cinética por unidad de ancho es la porción de energía debido a la velocidad de las partículas de agua asociado al movimiento del agua y está dada por la siguiente ecuación:

$$\overline{E}_k = \frac{1}{16}\rho g H^2 L \qquad (2\text{-}20)$$

La energía potencial por unidad de ancho es la energía que se genera por la masa del fluido que está en la cresta de la ola y se define por la siguiente formulación:

$$\overline{E}_p = \frac{1}{16}\rho g H^2 L \qquad (2\text{-}21)$$

La energía total por unidad de ancho es la suma de la energía cinética y potencial, y se define según la siguiente formulación, basada en la teoría de Airy:

$$E = \frac{1}{8}\rho g H^2 L \qquad (2\text{-}22)$$

La siguiente ecuación representa la energía total de oleaje por unidad de superficie, o "Densidad de Energía":

$$\overline{E} = \frac{1}{8}\rho g H^2 \qquad (2\text{-}23)$$

El flujo de energía del oleaje es la tasa a la cual la energía es transmitida en dirección a la propagación del oleaje, en su sección y en la extensión de la profundidad donde se propaga.

Asumiendo que se mantiene la teoría lineal de oleaje, el flujo medio de energía por unidad de ancho de cresta, de una onda transmitida a través de un plano vertical perpendicular a la dirección de propagación es:

$$\overline{P} = EC_g \qquad (2\text{-}24)$$

2.5.1.3.2 TEORÍA NO LINEAL DE ONDAS

Anteriormente, se indicó que para aplicar la teoría lineal de ondas se debía cumplir con una serie de supuestos (en los cuales se basa). Algunos de ellos no son aplicables en todos los casos, como por ejemplo la amplitud pequeña del oleaje. Para aquellos casos se utilizan teorías no lineales de oleaje, las cuales tienen una complejidad superior a teorías como las de Airy, debido principalmente a su no linealidad.

Previamente se definió el número de Ursell. Este parámetro es utilizado para seleccionar la teoría de oleaje adecuada ingresando valores de longitud y altura de ola, y profundidad. Valores altos de UR indican amplitud finita, ondas largas, oleaje en aguas someras, que necesitan la utilización de teorías no lineales.

Una de las características de las Teorías No Lineales permite describir fenómenos de transporte de masa, donde hay un pequeño movimiento neto durante el paso de una onda. Con el fin de acercarse a una definición completa de las olas, la solución se realiza mediante aproximaciones sucesivas para mejorar la representación de la teoría lineal de las ecuaciones hidrodinámicas de las ondas.

El desarrollo de las teorías no lineales de oleajes abarca de mejor forma la descripción de la superficie libre del oleaje. Algunas de estas teorías son:

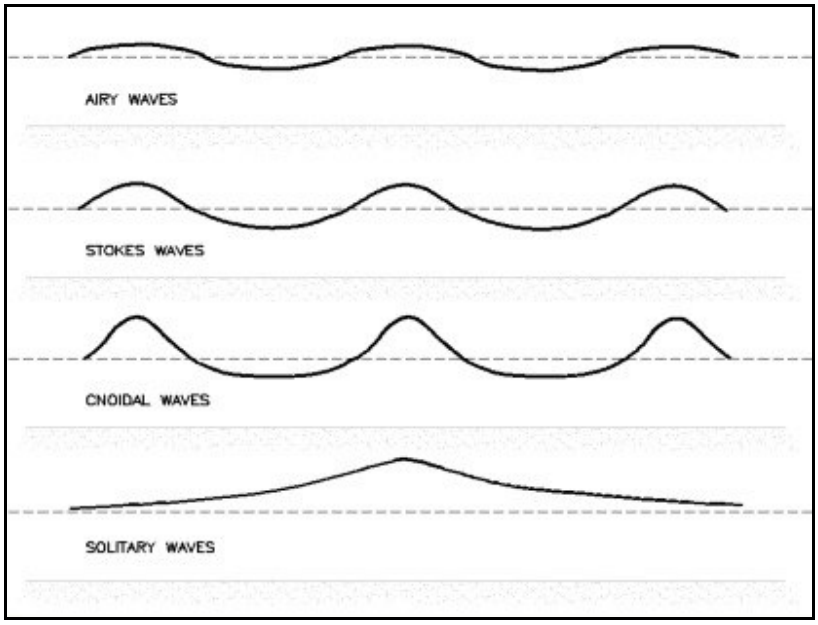
a) Cnoidal

b) Onda solitaria

c) Stokes

La comparación de los perfiles planteados por las diferentes teorías se presenta en la Figura 2.5.1-8.

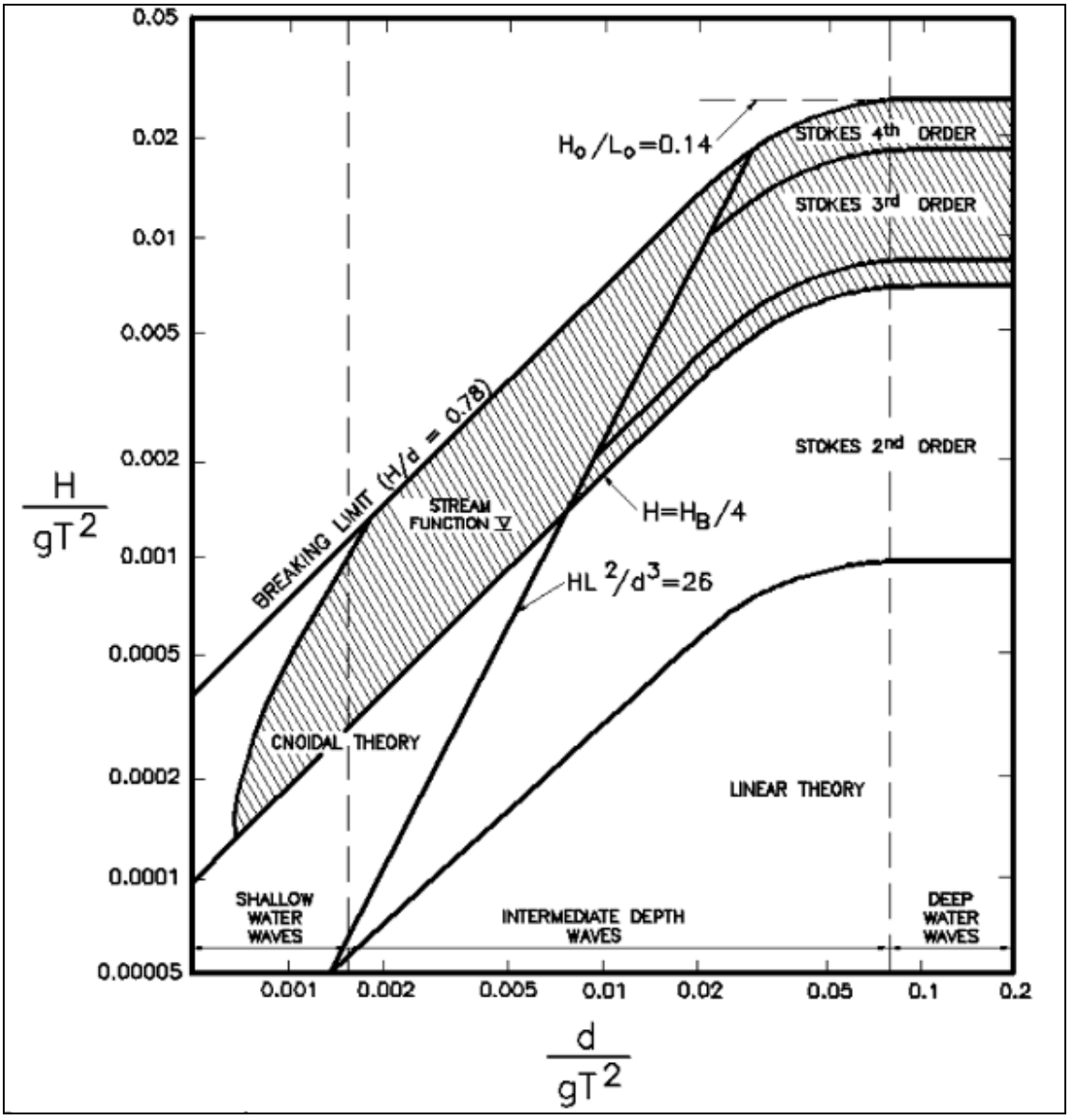
Figura 2.5.1-8: Diferentes perfiles de olas progresivas



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-10.

La Figura 2.5.1-9 muestra un gráfico propuesto por Le Méhauté (1976) el cual entrega límites para la idoneidad de la aplicación de distintas teorías en función de los parámetros de profundidad, periodo, y altura de la ola, diferenciando además los distintos casos de profundidad relativa.

Figura 2.5.1-9: Rangos de idoneidad para distintas teorías (Le Méhauté 1976)



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-20.

A continuación se presenta una breve descripción de distintos tipos de teorías no lineales.

2.5.1.3.2.1 TEORÍA DE STOKES

Los trabajos de Stokes en el área marítima y costera comienzan aproximadamente en 1847, lo cual sirvió como base para una serie de extensiones del estudio por parte de algunos autores como; Bretschneider (1960), Skjelbreia & Hendrickson (1961), Laitone (1960, 1962, 1965), Chappelear (1962) y Fenton (1985). Esta teoría asume que la pendiente de la ola *kA* es pequeña. Donde, *k* es el número de onda y *A* la amplitud.

La solución se desarrolló como una serie de expresiones en función de $\varepsilon = kA$. Se esperaba que la convergencia para la obtención de resultados fuera más rápida a medida que se incluían más términos.

La teoría de Stokes de 5to orden es usada en estudios de aguas someras, con una buena convergencia. Además de ser computacionalmente eficiente, tanto para casos de grandes profundidades y pequeñas. Al comparar los resultados de energía y presión obtenidos con esta teoría con los resultados prácticos de laboratorio, se obtienen correlaciones mejores que con las otras teorías no lineales.

En general, la expansión de la velocidad potencial puede ser escrita como:

$$\Phi = \varepsilon\Phi_1 + \varepsilon\Phi_2 + \ldots \qquad (2\text{-}25)$$

Considerando que el término Φ_1 es Stokes de 1er orden (Teoría Lineal), Φ_2 es Stokes de 2do orden y así sucesivamente.

2.5.1.3.2.2 TEORÍA CNOIDAL

Korteweg & de Vries (1895) desarrollaron una teoría aplicable a ondas de amplitud finita en profundidades reducidas que considera efectos dispersivos y no lineales. Se expresa mediante la función Jacobiana *cn*. Tiene como características principales su periodicidad, crestas apuntadas, valles anchos y planos. La teoría Cnoidal ha sido trabajada hasta el 5to orden.

Si la longitud de onda tiende a infinito, se obtiene la onda solitaria, y si la altura relativa disminuye, se obtiene la teoría lineal.

En el primer orden la desnivelación de la superficie libre se expresa como:

$$\eta(x,t) = -A_s + Hcn^2\left(2K(m)\frac{x-Ct}{L}m\right) \quad (2\text{-}26)$$

Donde:

A_s : Amplitud del seno de la onda

cn : Función elíptica del coseno

K : Integral elíptica completa de primera especie

La longitud de onda y la celeridad vienen dadas respectivamente por las siguientes formulaciones:

$$L = \sqrt{\frac{16h'^3}{3H}mK} \quad (2\text{-}27)$$

$$C = \left[1 - \frac{1}{2}\frac{H}{h'} + \frac{1}{m}\frac{H}{h'}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{E(m)}{K(m)}\right)\right]\sqrt{gh'} \quad (2\text{-}28)$$

Donde:

E(m) : Integral elíptica completa de segunda especie

m : Módulo de la función elíptica

h' : Profundidad

2.5.1.3.2.3 TEORÍA DE ONDAS SOLITARIAS

La onda solitaria se caracteriza por no ser una onda oscilatoria sino una onda de traslación, es decir, las partículas se desplazan únicamente en el sentido del avance de la onda. Su perfil no presenta un seno y en sentido estricto, todo el perfil se encuentra sobre el nivel en reposo. Este tipo de ondas largas es difícil de encontrar, ya que son producidas por maremotos y deslizamientos.

Cuando se aproxima a profundidades pequeñas se asomera con un aumento progresivo de su amplitud, acortamiento y apuntamiento de las crestas y con senos a cada momento más largos y planos. En ese caso las olas pueden aproximarse mediante ondas solitarias.

Según esta teoría la desnivelación de la superficie libre y la celeridad se obtienen respectivamente, de acuerdo a las siguientes formulaciones:

$$\eta(x,t) = H \sec\left(h^2\right)\sqrt{\frac{3}{4}\frac{H}{h^3}}(x - Ct) \tag{2-29}$$

$$C = \left(1 + \frac{1}{2}\frac{H}{h}\right)\sqrt{gh} \tag{2-30}$$

Donde h corresponde a d de la Figura 2.5.1-9.

De acuerdo a esta teoría, no existe una formulación que defina la longitud de onda, debido a que la formulación de la desnivelación de la superficie libre implica una longitud de onda infinita. En los casos que sea necesario se asocia una longitud de onda efectiva para la onda solitaria, esta puede ser, por ejemplo, la longitud entre dos puntos del perfil para los cuales η sea una pequeña fracción ($\eta = H/100$) de la altura de la onda.

El resto de los parámetros de la onda pueden ser obtenidos de la literatura pertinente.

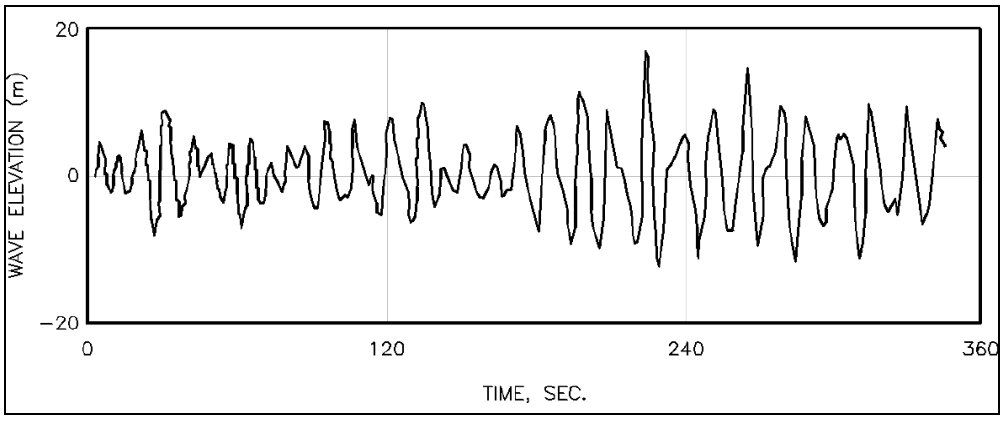
2.5.1.4 OLEAJE IRREGULAR

Considerando los apartados previos donde se plantean formulaciones que analizan el oleaje desde el punto de vista en que se asume una superficie casi sinusoidal, es necesario analizar el oleaje "real" o "irregular".

El término oleaje irregular es usado para denotar el estado de mar natural donde se espera que las características del oleaje tengan una variabilidad estadística, a diferencia del oleaje monocromático que tiene propiedades constantes.

La siguiente figura muestra un segmento tipo de un registro de olas, donde es posible ver que existe una irregularidad en las ondas que se presentan en la serie de tiempo.

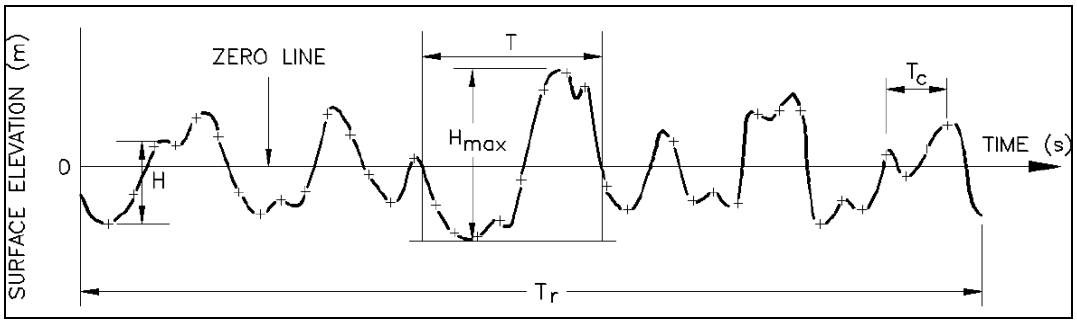
Figura 2.5.1-10: Desnivelación de un estado de mar



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-25

En la siguiente figura, del Coastal Engineering Manual, se muestran los parámetros típicos a observar de un registro de oleaje. Estos son: altura de ola, altura máxima, periodo asociado a la altura máxima, periodo mínimo, extensión temporal del registro, entre otros.

Figura 2.5.1-11: Definición de los parámetros de las olas es un registro



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figura II-1-26

Existen dos aproximaciones en el análisis del oleaje irregular, los cuales son:

a) Método espectral

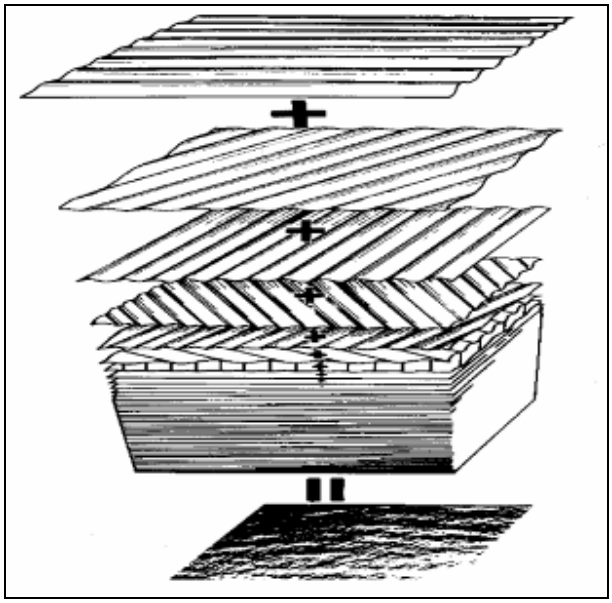
b) Análisis ola a ola

El método espectral se basa en las Transformadas de Fourier de la superficie de mar, en la actualidad, este es el método más adecuado para analizar matemáticamente un registro tridimensional de la superficie de mar. Desafortunadamente, este método es complejo. Existe también el método ola a ola que es notoriamente más simple que el método espectral. Este método consta de un análisis estadístico del registro pero tiene una serie de debilidades.

2.5.1.4.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO

El oleaje no es regular, es un proceso esencialmente aleatorio. En forma práctica es considerado como un conjunto de ondas viajando en diferentes direcciones, amplitudes, frecuencias y fases. Es por esto, que es posible estudiarlo como la superposición lineal de ondas armónicas simples, según se esquematiza en la Figura 2.5.1-12.

Figura 2.5.1-12: Estructura del oleaje aleatorio, Pierson et al (1978)



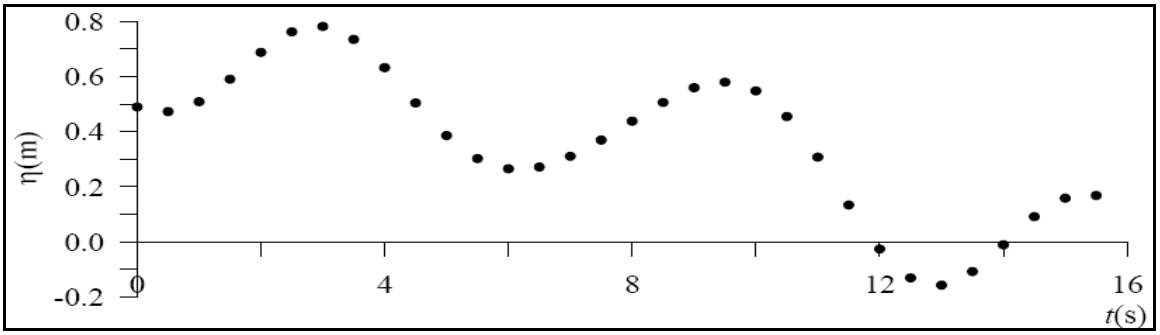
Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 2.1 (Silva, 2005)

El oleaje es considerado como un proceso estocástico, que se define en sentido general como todo fenómeno aleatorio que se desarrolla en el tiempo de una manera controlada por leyes probabilísticas.

En la práctica y con el objeto de obtener muestras estadísticamente representativas, cuando se registran variaciones de la superficie libre, se debe fijar un periodo de medición que sea, por un lado, lo suficientemente corto para poder admitir la hipótesis de estacionariedad, lo que significa que las condiciones externas que influyen en él permanecen constantes durante un cierto tiempo, y, por otro, lo suficientemente largo para que al analizar la muestra se tenga un número representativo de olas para su tratamiento. Dicho periodo se suele fijar en el intervalo de 10 a 20 minutos por cada hora (o más). Los parámetros estadísticos obtenidos de la muestra se extienden a toda la hora del intervalo, con lo que se admite que la duración del estado de mar es de esa hora (o más).

Tras los supuestos base para definir un estado de mar, es necesario corregir la señal. Para esto existen una serie de procedimientos propuestos en la literatura pertinente. Si la señal no es corregida, su gráfico de desnivelaciones tipo será como se presenta en la Figura 2.5.1-13.

Figura 2.5.1-13: Señal de oleaje sin corregir



Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 3.3 (Silva, 2005)

Tras realizar el proceso de corrección de la señal, es necesario caracterizar la misma, mediante el cálculo de las alturas y periodos de las olas individuales. Este procedimiento es posible realizarlo con distinto métodos, algunos de ellos son:

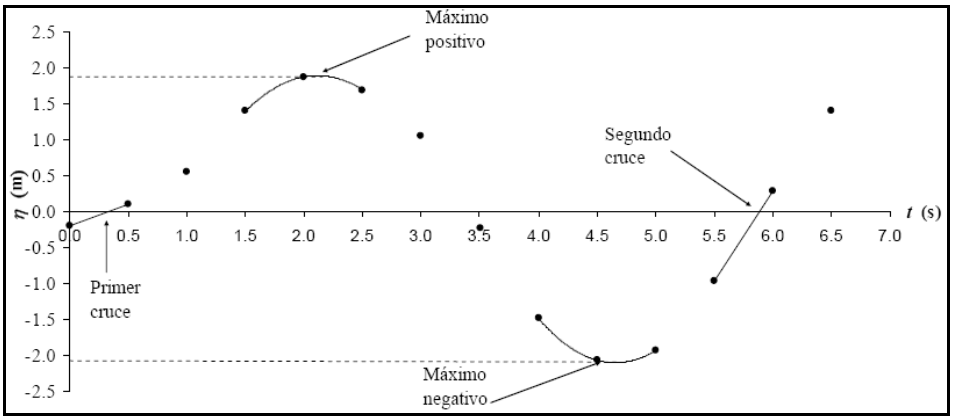
a) Cruces ascendentes por cero

b) Cruces descendentes por cero

c) Distancia entre crestas

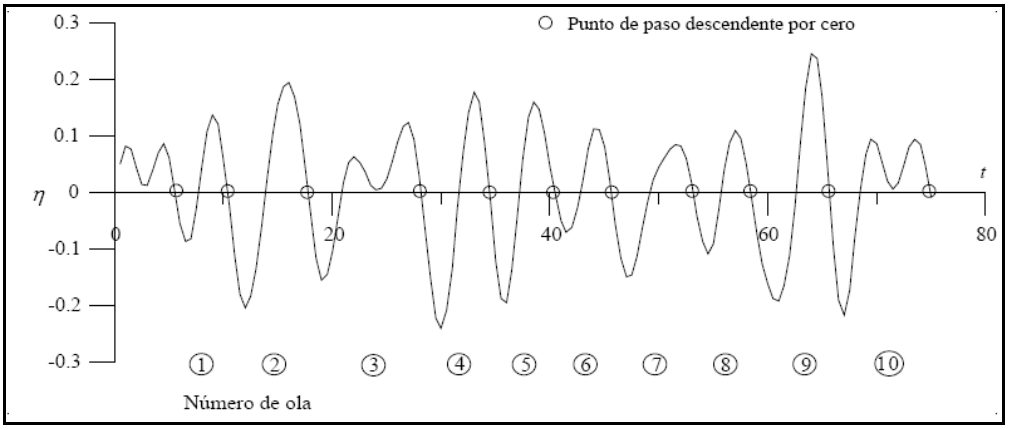
d) Distancia entre valles

Figura 2.5.1-14: Discretización de la altura de ola utilizando el método pasos ascendentes por cero



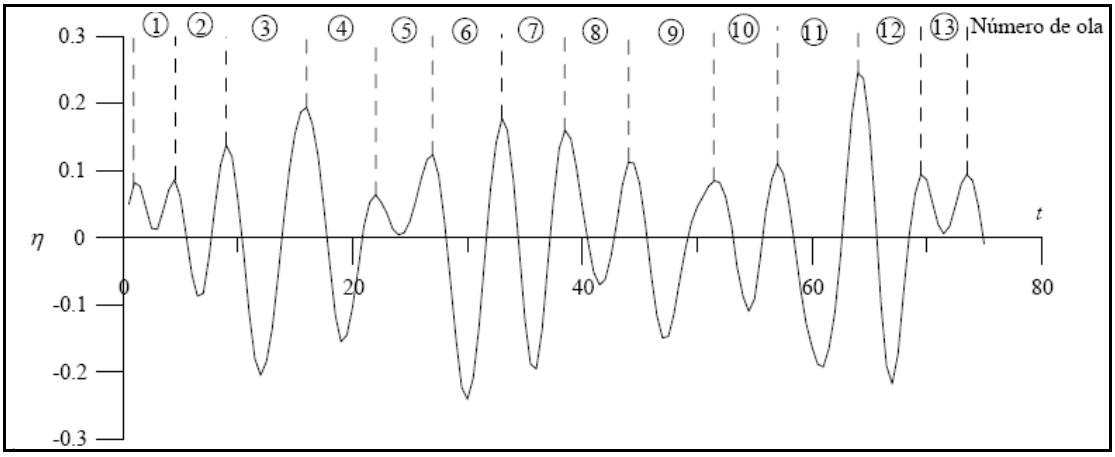
Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 3.5 (Silva, 2005)

Figura 2.5.1-15: Definición de olas con el método de pasos descendentes por cero



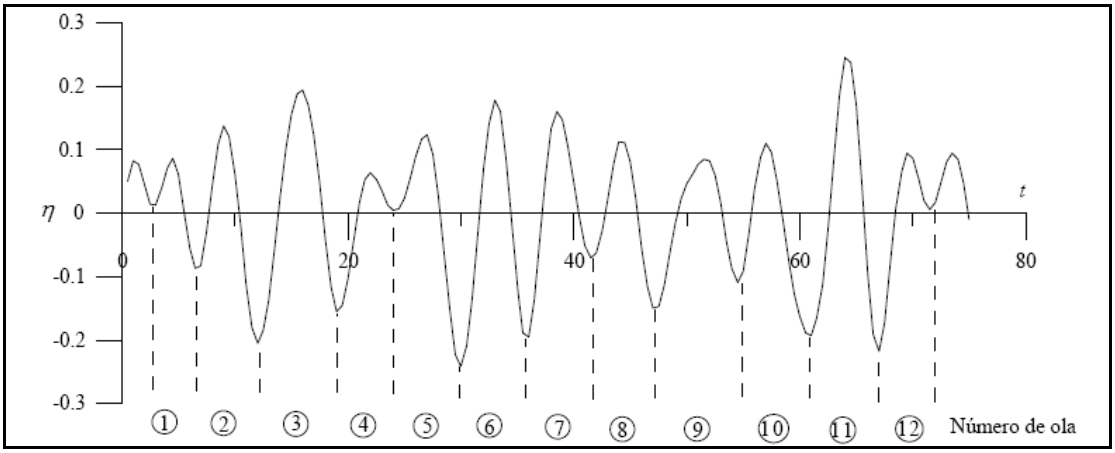
Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 3.6 (Silva, 2005)

Figura 2.5.1-16: Definición de olas por el método de distancia entre crestas



Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 3.7 (Silva, 2005)

Figura 2.5.1-17: Definición de olas por medio del método de distancia entre valles



Fuente: Análisis y Descripción Estadística del Olaje, Figura 3.8 (Silva, 2005)

Algunos de los parámetros a calcular para la caracterización del estado de mar son:

a) Variación del nivel medio del mar:

$$\overline{\eta}(t) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\eta_i \qquad (2\text{-}31)$$

b) Altura media:

$$\overline{H} = \frac{1}{N_0}\sum_{i=1}^{N_0}H_i \qquad (2\text{-}32)$$

c) Periodo medio:

$$\overline{T} = \frac{1}{N_0}\sum_{i=1}^{N_0}T_i \qquad (2\text{-}33)$$

Donde:

ηi : Elevación de la superficie libre del mar en el tiempo t_i

N : Número de eventos o muestras

N_0 : Número de olas individuales de todo el registro

H_i : Altura de ola

T_i : Periodo de ola

Otros parámetros estadísticos relevantes son los siguientes:

$H_{máx}$: Máximo de todas las alturas de ola

$H_{1/2}$: Altura de ola un medio, promedio del 50% de las olas más altas

$H_{1/3}$: Altura un tercio o significativa, promedio del 33% de las alturas de olas más altas

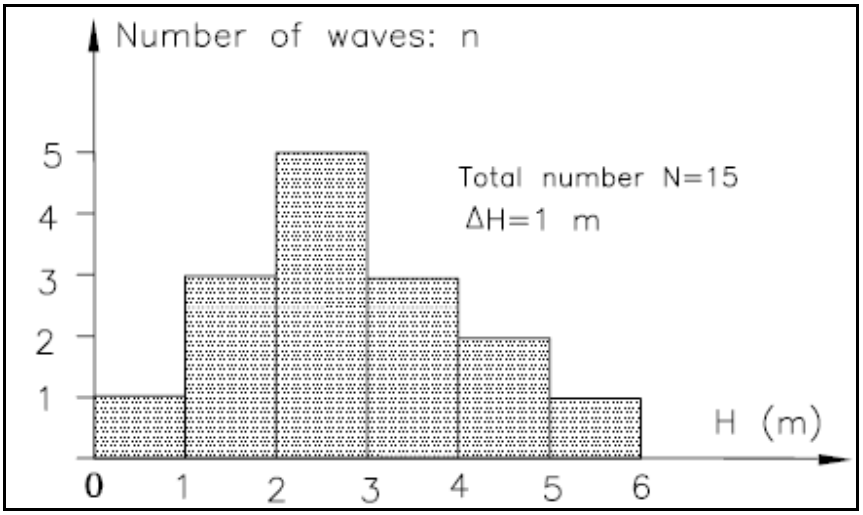
$H_{1/10}$: Altura un décimo, promedio del 10% de las olas más altas

En ocasiones, para evaluar las estadísticas de los periodos de ola se aplica el mismo criterio que para las alturas de ola. Sin embargo, en ingeniería y sobretodo en el proceso de diseño, lo más conveniente es asociar las alturas con los periodos de ola.

Para la presentación de las alturas de ola individuales se utilizan histogramas, en la que los datos se agrupan en intervalos de amplitud a definir de acuerdo a la estadística.

Es importante destacar, que el presente documento expone un procedimiento tipo y de forma resumida, por tanto, para una aplicación más adecuada, se sugiere referirse a la literatura especializada.

Figura 2.5.1-18: Histograma de altura de ola



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 3 (Liu & Frigaard, 2001)

Se tiene que el cálculo de la densidad de la probabilidad viene dado por la siguiente ecuación:

$$f = \frac{n}{N\Delta\left(H/\overline{H}\right)} \tag{2-34}$$

Cuando el factor $\Delta(H/\overline{H})$ se aproxima a cero la densidad de probabilidad se convierte en una curva continua, la cual, de acuerdo a experiencias y teorías, es cercana a la distribución de Rayleigh. En términos generales se puede asumir que las alturas de olas individuales siguen la distribución Rayleigh.

La función de distribución de Rayleigh viene dada por la ecuación:

$$F(x) = PROB\{X < x\} = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4}x^2\right) \tag{2-35}$$

La función de densidad de probabilidad de Rayleigh viene dada por:

$$f(x) = \frac{\pi}{2} x \exp\left(-\frac{\pi}{4} x^2\right) \qquad x = \frac{H}{\overline{H}} \tag{2-36}$$

Es importante señalar que en aguas relativamente profundas la distribución de Rayleigh se ajusta adecuadamente a la distribución de alturas de ola individuales. Cuando se hace presente la rotura del oleaje, limitada por la profundidad, la aproximación difiere de la real. Existe literatura en la cual se desarrollan distintos tipos de ajustes para aplicar Rayleigh en casos en que no se encuentra en aguas profundas.

2.5.1.4.2 ANÁLISIS EXTREMO DE ALTURAS DE OLAS

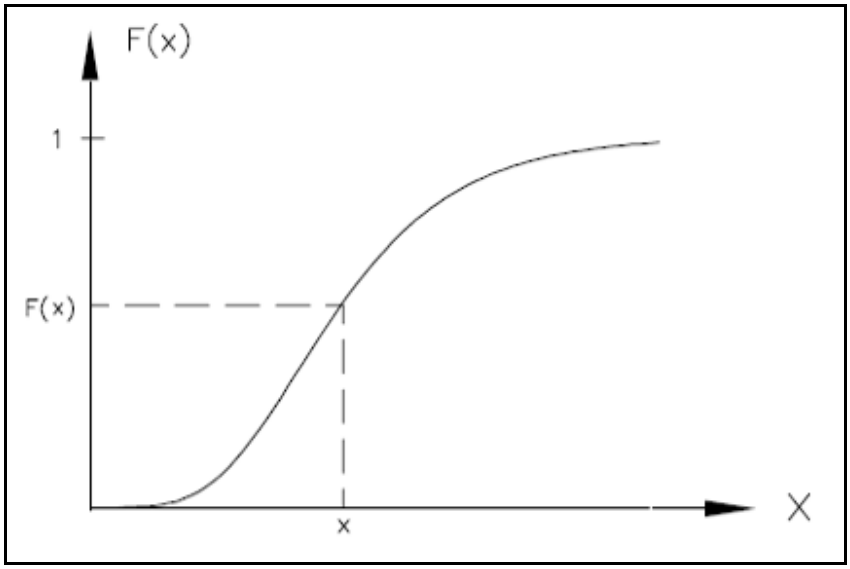
En el diseño de obras marítimas es importante la elección de la altura de ola que se utilizará para los cálculos pertinentes. El análisis extremo se utiliza con aquella finalidad, incorporando la importancia de la estructura en la elección de la altura de ola y un análisis estadístico a largo plazo.

Se presenta un procedimiento general de análisis extremo, expuesto en el documento “Generation and Analysis of Random Waves” (Liu & Frigaard, 2001) y “Análisis y descripción estadística del oleaje” (Silva, 2005). Para un completo análisis del mismo se sugiere recurrir a los textos citados, sin limitar que pudiese utilizarse otro procedimiento que pudiese ser más adecuado que el descrito en este apartado.

2.5.1.4.2.1 PERIODO DE RETORNO (T)

El nivel de diseño es representado por el periodo de retorno (*T*). La siguiente figura muestra el gráfico de distribución acumulativa de *X*, siendo F(x) la probabilidad de no excedencia.

Figura 2.5.1-19: Función de distribución acumulativa de X



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 1 (Liu & Frigaard, 2001)

Donde:

X : Altura de ola significativa, es una variable aleatoria debido a la naturaleza del fenómeno.

x : Realización de X.

F(x) : Función de distribución acumulativa de X, $F(x) = Prob(X \leq x)$.

t : Número de años de la observación de X.

n : Número de observación de periodo de *t.*

λ : n/t

El periodo de retorno (T) se define de acuerdo a la formulación:

$$T = \frac{1}{\lambda(1 - F(x))} \tag{2-37}$$

Es decir, la media de x puede ser superada en T años.

2.5.1.4.2.2 PROBABILIDAD DE OCURRENCIA (P)

Basado en que x será excedido una vez cada T años, se tiene que:

a) Probabilidad de no excedencia de x en L años:

$$PROB(X \leq x) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L} \tag{2-38}$$

b) Probabilidad de excedencia de x en L años:

$$p = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L} \tag{2-39}$$

2.5.1.4.2.3 PROCEDIMIENTO GENERAL

El procedimiento general se plasma en los siguientes puntos:

a) Elección de los datos extremos conjunto basado en una medición de olas a largo plazo o hindcasting.

b) Elección de varias distribuciones teóricas como candidatas a la distribución de altura de la ola extrema.

c) Adaptación de las alturas de olas extremas a los candidatos por parte de un método de ajuste.

d) Elección de la distribución que presente un mejor ajuste dentro de las opciones.

e) El cálculo de la altura de ola correspondiente a un período de retorno seguro.

f) Determinación del intervalo de confianza de la altura de ola de diseño con el fin de dar cuenta de la variabilidad de los datos, error y otras incertidumbres.

Algunos de los métodos existentes para la selección de los datos extremos son:

a) El método basado en los máximos de las series anuales, que utiliza los valores máximos de cada año.

b) El método basado en los picos, que utiliza los picos de los temporales.

c) El método basado en las series completas, que emplea todos los valores registrados durante el periodo de observación.

d) El método basado en las excedencias, que emplea todos los valores que excedan un cierto umbral.

Algunas de las distribuciones de probabilidad utilizadas son:

Figura 2.5.1-20: Distribuciones de probabilidad

$$\text{Exponential} \quad F = F_X(x) = P(X < x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)}$$

$$\text{Weibull} \quad F = F_X(x) = P(X < x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k}$$

$$\text{Gumbel} \quad F = F_X(x) = P(X < x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)}}$$

$$\text{Frechet} \quad F = F_X(x) = P(X < x) = e^{-\left(\frac{x}{A}\right)^k}$$

$$\text{Log-normal} \quad F = F_X(x) = P(X < x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - B}{A}\right)$$

Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Eq. 4-5, 4-6, 4-7, 4-8, 4-9 (Liu & Frigaard, 2001)

2.5.1.4.3 ANÁLISIS ESPECTRAL

El oleaje es posible analizarlo de manera espectral, lo cual se basa en el dominio de la frecuencia.

Tiene como objetivo la obtención de la función de densidad espectral, que representa la energía total asociada a cada uno de los trenes de ondas en los que se puede descomponer un registro de oleaje, en función de la frecuencia y de la dirección de propagación.

Aunque la técnica espectral es algo más compleja que la estadística, es más adecuada para el análisis direccional del oleaje, cabe mencionar que ambos análisis son complementarios.

El análisis espectral determina la distribución de la energía de las olas y la estadística promedio para cada frecuencia de onda mediante la conversión de series de tiempo del registro de las olas en un espectro de ondas.

Se trata esencialmente de una transformación del dominio del tiempo al dominio de frecuencias, para esto existen dos formas diferente para la obtención de la función de la densidad espectral.

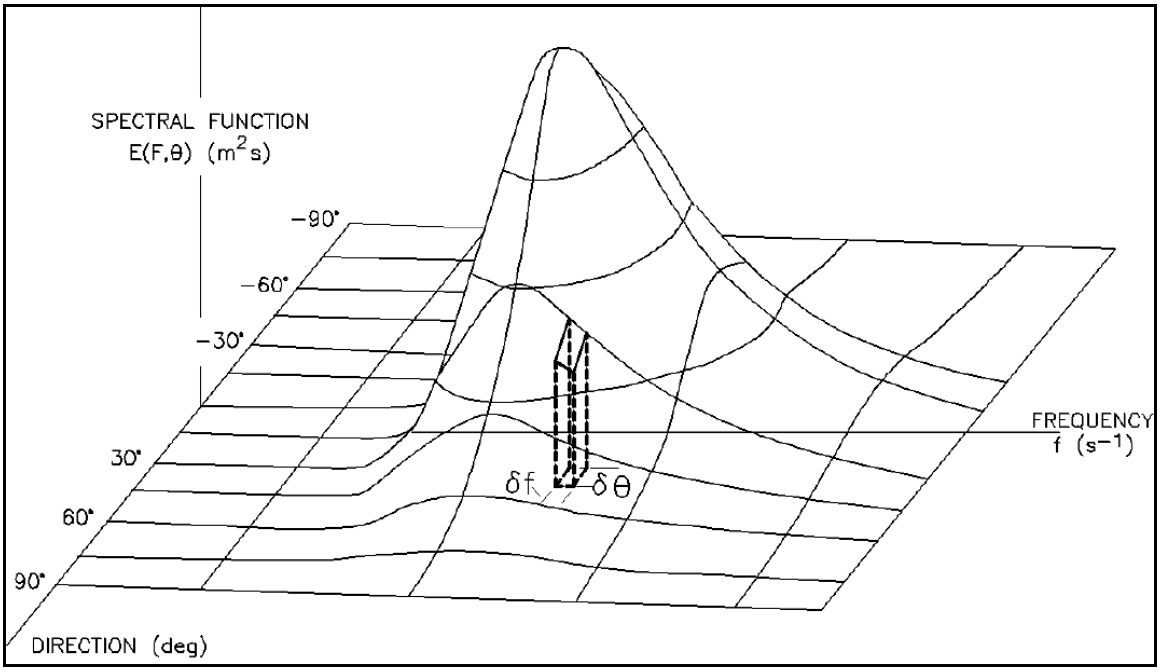
El primer método se basa en la realización de las transformadas de Fourier de la función de autocorrelación asociada a la variable de medida en un punto (como por ejemplo, desplazamiento de la superficie libre) y de la función de correlación cruzada entre dos variable de medida en el mismo punto (como por ejemplo, desplazamiento de la superficie libre y velocidad de las partículas) o de la misma variable en dos puntos diferentes.

El segundo método se lleva a cabo utilizando una herramienta matemática conocida como la Transformada Rápida de Fourier (FFT) (Cooley & Turkey, 1965), el cual se basa en descomponer el registro temporal en sus componentes de Fourier.

Espectro se podría definir como el proceso matemático que describe el comportamiento energético en función de la frecuencia para cada una de las componentes monocromáticas que están presentes en el oleaje irregular. Corresponde a la manera más completa de representar el oleaje ya que guarda la relación altura período, en el caso de los espectros 1D y la relacion altura, período y dirección en los espectros 2D.

La Figura 2.5.1-21 muestra un espectro bidimensional (2D) de oleaje.

Figura 2.5.1-21: Espectro bidimensional



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure II-1-33

Se tiene que la ecuación que describe la desnivelación de la superficie libre viene dada por:

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2}\cos(\omega t - kx + \delta_x) = a\cos(\omega t - kx + \delta_x) \qquad (2\text{-}40)$$

Donde:

H : Altura de Ola

a : Amplitud, $a = H/2$

ω : Frecuencia Angular, $\omega = \frac{2\pi}{T}$

T : Periodo de ola

k : Número de ola, $k = 2\pi/L$

L : Longitud de onda

δ_x : Fase Inicial

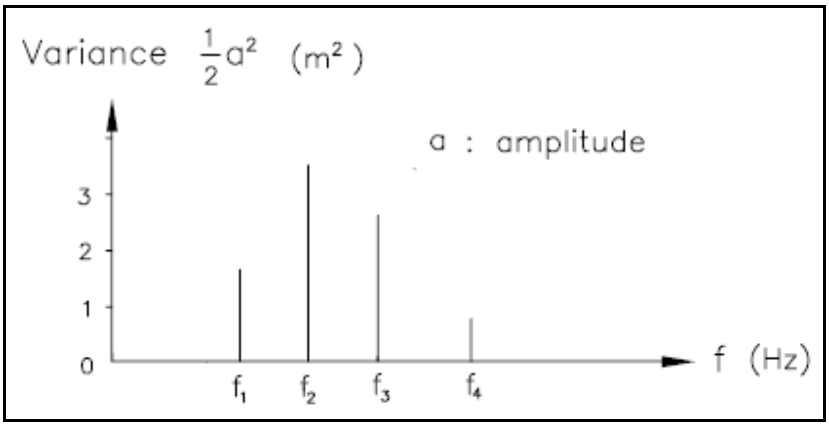
Si se tiene que en $x = 0$ la desnivelación viene dada por:

$$\eta(t) = a\cos(\omega t + \delta_x) \tag{2-41}$$

La varianza se define como la siguiente ecuación y su diagrama se presenta en la Figura 2.5.1-22.

$$\sigma_\eta^2 = \frac{1}{2}a^2 \tag{2-42}$$

Figura 2.5.1-22: Diagrama de varianza



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 2 (Liu & Frigaard, 2001)

A diferencia del gráfico de desnivelaciones, el diagrama de varianza incluye información sobre la amplitud y frecuencia para cada componente de la onda. Este diagrama de varianza puede ser convertido en un “espectro de varianza”.

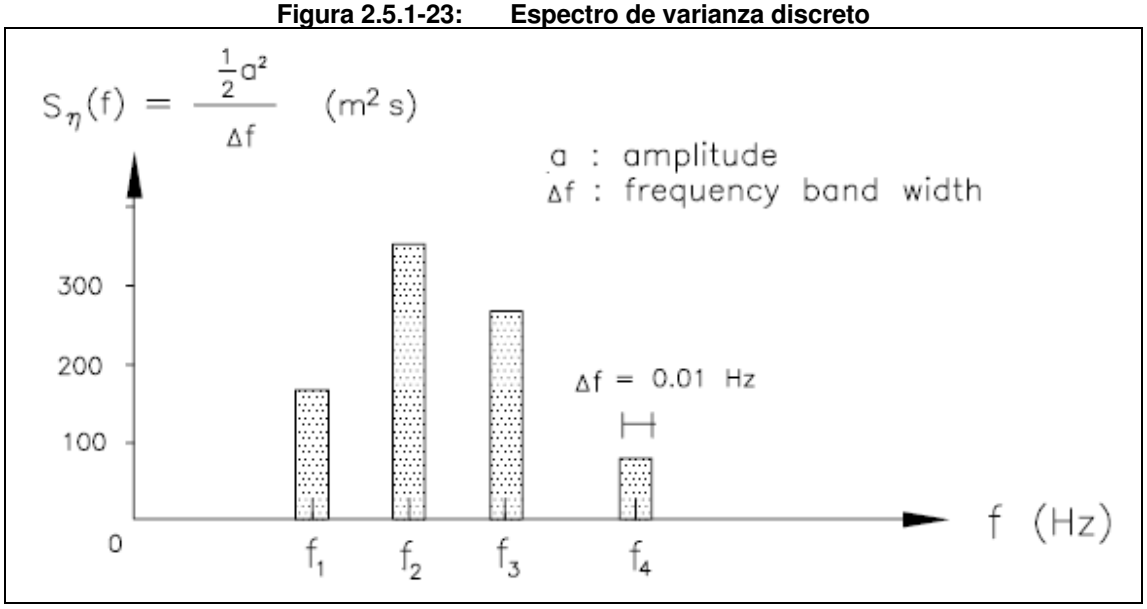
La densidad espectral viene dada por la siguiente formulación (sus unidades son m^2 s):

$$S_\eta(f) = \frac{1/2\, a^2}{\Delta f} \qquad (2\text{-}43)$$

Donde:

Δf : Ancho de banda de frecuencia, el cual depende de la duración de la señal, en este caso se considera como 0,01 Hz.

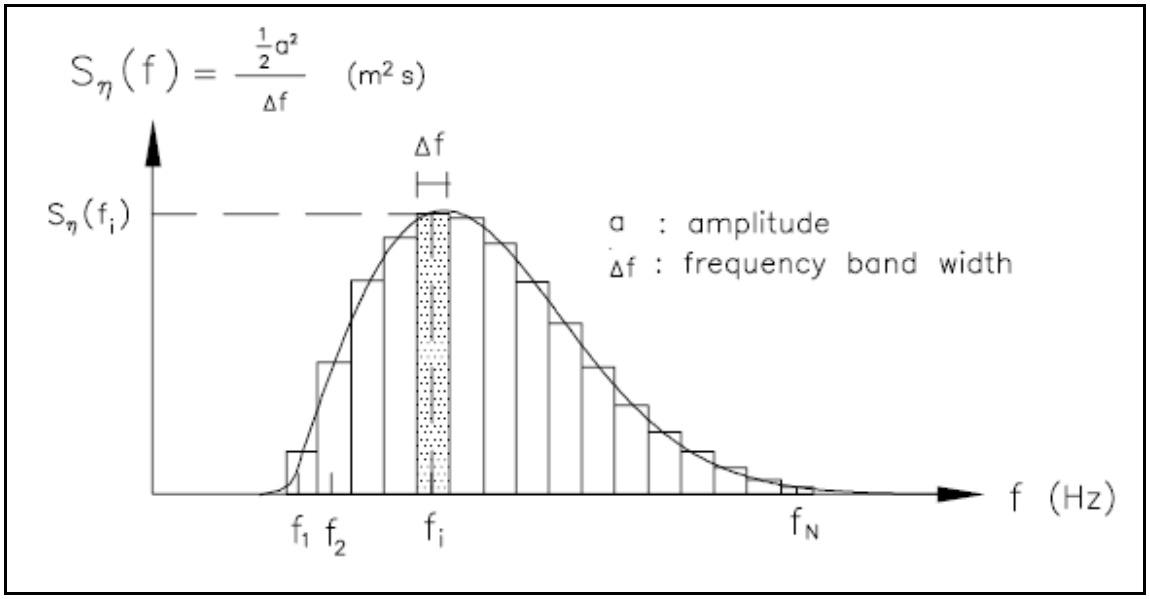
Figura 2.5.1-23: Espectro de varianza discreto



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 3 (Liu & Frigaard, 2001)

En la realidad, el oleaje irregular está compuesto por infinitas olas regulares con diferente frecuencia, la siguiente figura muestra un espectro continuo donde el Δf tiende a cero.

Figura 2.5.1-24: Espectro de varianza continuo



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 4 (Liu & Frigaard, 2001)

El espectro de varianza también es llamado espectro de energía, pero en lo estricto, la densidad espectral de energía viene dada por la ecuación:

$$S(f) = \frac{0{,}5\rho g a^2}{\Delta f} \qquad (2\text{-}44)$$

Luego de tener un espectro de energía es necesario aplicar ciertas formulaciones para obtener los parámetros propios de la ola.

Se define el momento de orden n (m_n):

$$m_n = \int_0^\infty f^n S_\eta(f) df \qquad (2\text{-}45)$$

Es necesario definir si el oleaje se comporta según Rayleigh, para esto se utiliza el siguiente parámetro:

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4}} \tag{2-46}$$

Si el valor del parámetro ε tiene valor 0, la distribución es Rayleigh y la altura de ola significativa espectral (H_{m0}) se calcula:

$$H_{m0} = 4\sqrt{m_0} \tag{2-47}$$

En el caso que el valor de ε va entre 0,4 y 0,5, la altura de ola significativa espectral se calcula como:

$$H_{m0} = 3{,}7\sqrt{m_0} \tag{2-48}$$

Para el caso del periodo, se utiliza el periodo peak, que corresponde al periodo asociado al peak de energía del espectro. Este viene definido por:

$$T_p = \frac{1}{f_p} \tag{2-49}$$

Donde:

$$f_p = f\,|_{S\eta(f)=máx} \tag{2-50}$$

Por simplicidad, el espectro de direcciones $D(f,\theta)$ se aborda como una función de θ. Principalmente, hay dos tipos o funciones de propagación, el primero usando s como un eje de dispersión y el otro utilizando σ' como parámetro de difusión.

La función Cosine-Power fue propuesta por Longuet-Higgins, usando el parámetro s como parámetro de propagación.

$$D(\theta) = \frac{2^{2s'-1}}{\pi} \frac{\Gamma^2(s'+1)}{\Gamma(2s'+1)} \cos^{2s'}\left(\frac{\theta - \theta_m}{2}\right) \qquad -\pi \le (\theta - \theta_m) \le \pi \qquad (2\text{-}51)$$

Donde:

s' : Parámetro de propagación

Γ : Función gamma

θ_m : Ángulo medio de oleaje incidente

La ecuación posee un ajuste razonable a los espectros de olas oceánicas medido por Longuet-Higgins, Cartwright y Smith (1961).

En la Figura 2.5.1-25 se presenta el espectro de direcciones $D(\theta)$ el cual es graficado en función de $(\theta - \theta_m)$ considerando distintos valores del parámetro s.

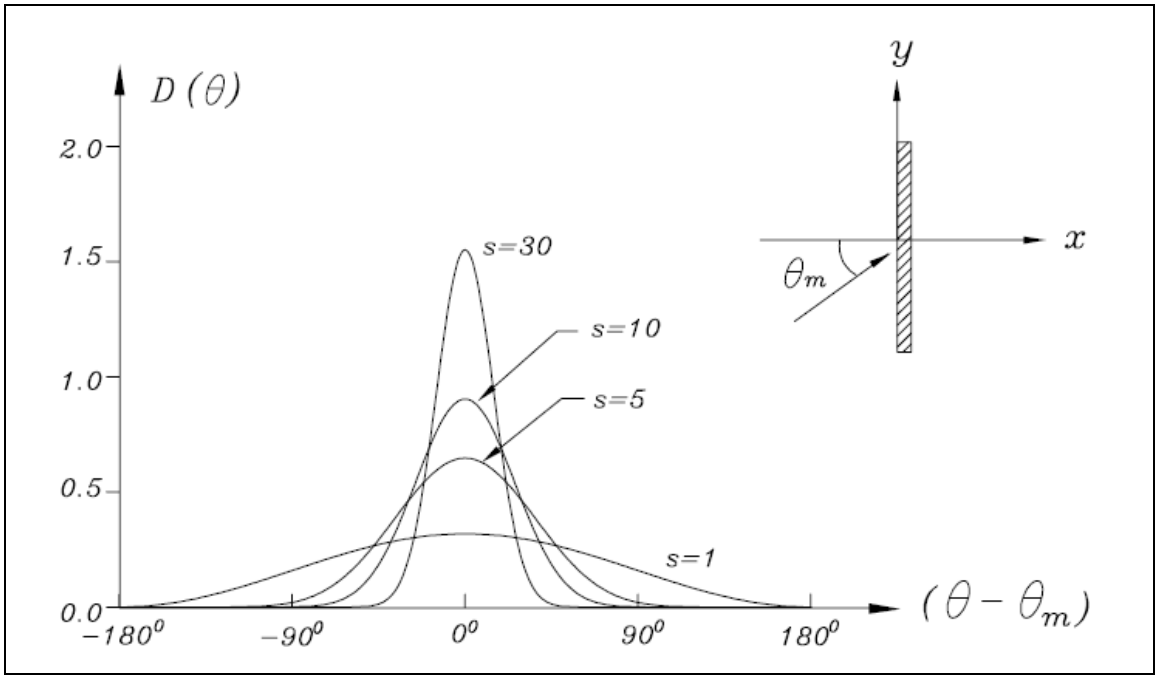
Con el parámetro σ, se asume que la función $D(\theta)$ sigue la distribución de Gauss:

$$D(\theta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(\theta - \theta_m)^2}{2\sigma^2}\right) \qquad -\pi \le (\theta - \theta_m) \le \pi \qquad (2\text{-}52)$$

Donde:

σ : Desviación estándar, que, en este caso, corresponde al ángulo en grados.

Figura 2.5.1-25: Función *D(θ)* por Longuet-Higgins.



Fuente: Generation and Analysis of Random Waves, Figure 6 (Liu & Frigaard, 2001)

2.5.1.4.4 PROPAGACIÓN DEL OLEAJE

2.5.1.4.4.1 ASPECTOS BÁSICOS Y GENERALES DE PROPAGACIÓN

Si bien las olas han incidido en las actividades humanas desde siglos inmemoriales, los esfuerzos por explicar técnica y científicamente los fenómenos involucrados, enfocados principalmente en la capacidad de predecir su intensidad, parten a mediados del siglo XIX (Airy, Stokes) y se consolidan aproximadamente a partir de la Segunda Guerra Mundial.

Desde el comienzo, se abren dos vías de investigación en paralelo. Por una parte el planteamiento teórico del problema hidrodinámico, considerando generación y propagación, con énfasis en el tratamiento matemático y experimental de laboratorio, y por otra parte el tratamiento estadístico de las olas del mar real con fines predictivos. Esta segunda vía vería sus primeros frutos justamente durante la Segunda Guerra, progresando en décadas posteriores.

En el presente documento, a modo de mostrar ambas vías, se habla en el primer caso de oleaje regular y en el segundo de oleaje irregular.

A medida que el oleaje se acerca a la costa el efecto del fondo empieza a hacerse tangible. A partir de la teoría lineal se puede deducir que una onda comienza a sentir la presencia del fondo cuando la profundidad en la que se encuentra es $d < L/2$, donde L es la longitud de onda. Como consecuencia de la interacción que se genera entre las olas y el fondo, se genera una transformación del oleaje que puede ser percibido básicamente como cambios en la altura y dirección de propagación.

Los fenómenos principales en la transformación del oleaje son: asomeramiento (o reducción por fondo), refracción, difracción, reflexión, entre otros.

El presente apartado detalla alguno de los fenómenos y formulaciones propuestas en literatura de la materia, es importante destacar que el desarrollo de las formulaciones y los fenómenos propios de la transformación se detallan en la bibliografía propia del tema.

2.5.1.4.4.2 ASOMERAMIENTO

Considerando una analogía con una tubería de sección variable por la que circula un fluido incompresible. Si el flujo es estacionario, la cantidad de agua que atraviesa una sección 1 por unidad de tiempo, ha de coincidir con la que atraviesa la sección 2, de modo que la cantidad total de agua que ocupa el tramo de tubería situado entre las secciones 1 y 2 se mantenga constante a lo largo del tiempo. Ello conlleva a que el caudal en las distintas secciones es constante.

El caso descrito es análogo al del oleaje propagándose por un canal de longitud indefinida, ancho unitario y profundidad variable. Por el canal, en lugar del fluido antes mencionado, circula la energía del oleaje, la cual viaja a la velocidad de grupo (cg). En condiciones estacionarias, y despreciando las pérdidas de energía. La cantidad de energía que hay entre dos secciones 1 y 2 del canal debe permanecer constante, es decir, la energía que por unidad de tiempo atraviesa una determinada sección 1 del canal debe coincidir con la que atraviesa la sección 2. Por lo tanto, se conserva el flujo de energía entre ambas secciones.

Las variaciones en la velocidad de avance de la energía se compensan con las variaciones de la altura de ola, de forma similar a lo que ocurre en la analogía descrita, en la cual las variaciones de sección se compensan con oscilaciones en la velocidad de circulación del fluido.

Las pérdidas de energía se pueden considerar en general despreciables, en lo que respecta a la fricción con el fondo o a la fricción de las partículas de agua entre sí. Sin embargo, despreciar las pérdidas de energía en los casos en los que se produce la rotura

del oleaje lleva a resultados erróneos. A esta variación de la altura de ola provocada por la variación de la celeridad de grupo se la denomina asomeramiento. Se denomina coeficiente de asomeramiento (o de shoaling) entre 1 y 2, al factor por el que hay que multiplicar la altura de ola en la sección 1 para obtener la altura de ola en la sección 2.

El asomeramiento se define como el proceso de transformación de la onda en que se observa un cambio en la altura y la longitud de onda, a medida que un tren de ondas se aproxima hacia la costa.

El problema se plantea asumiendo que el proceso es bidimensional; que el periodo de la onda y el flujo de energía en la dirección de la propagación de la onda son constantes y que la variación del fondo es suave. En consecuencia no hay reflexión y no se genera disipación de energía por fricción en el fondo o aporte de energía por viento.

Para encontrar la solución al asomeramiento en la teoría lineal se tiene que, para un movimiento unidireccional (en el eje x) y sin presencia de una corriente, la ecuación de conservación de energía es:

$$\frac{d}{dx}\left(EC_g\right)=0 \qquad (2\text{-}53)$$

Considerando la fórmula previa se tiene que:

$$A^2 C_g = cte \qquad (2\text{-}54)$$

Donde:

A : Amplitud de onda

Esta ecuación implica que la amplitud de una onda con frecuencia ω en una profundidad h_2 puede ser determinada a partir de la amplitud A_1 de dicha onda en una profundidad h_1, tal que:

$$A_2 = \sqrt{\frac{C_{g1}}{C_{g2}}}A_1 \qquad (2\text{-}55)$$

Si se obtiene la relación entre las celeridades de grupo, es posible conocer la variación de amplitudes de onda en el asomeramiento.

Considerando que uno de los puntos se encuentra en profundidades indefinidas (subíndice *o*) el coeficiente de Shoaling o Asomeramiento (K_s) se define de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K_S = \frac{A_1}{A_0} = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}} = \sqrt{\frac{2\cosh^2(kh_1)}{2kh_1 + \sinh(2kh_1)}} \tag{2-56}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \tag{2-57}$$

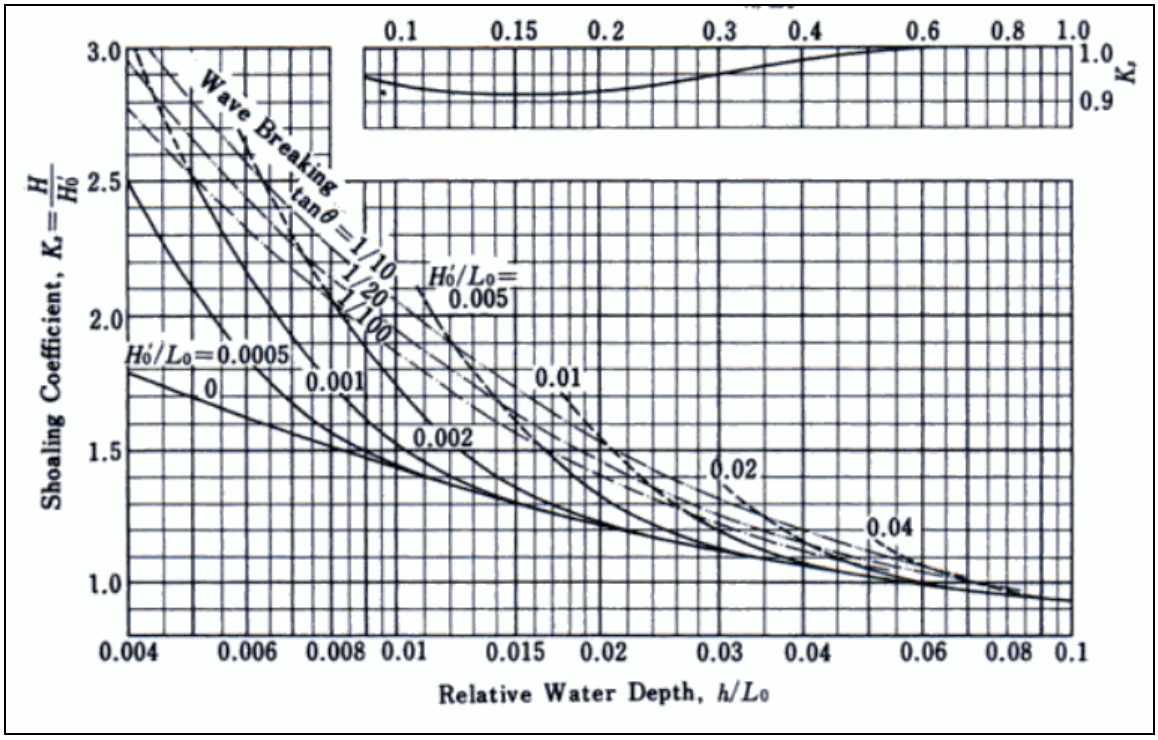
Donde:

k : Número de onda

L : Largo de la onda

Considerando el uso práctico de la formulación, se presenta en la Figura 2.5.1-26 el diagrama e Shoaling de oleaje no lineal propuesto por Goda y basado en la teoría de Shuto. Para ser utilizado se necesitan parámetros del oleaje como la profundidad, longitud de onda y altura de ola.

Figura 2.5.1-26: Diagrama de Shoaling de oleaje no lineal



Fuente: Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering (Goda, 2000)

2.5.1.4.4.3 REFRACCIÓN

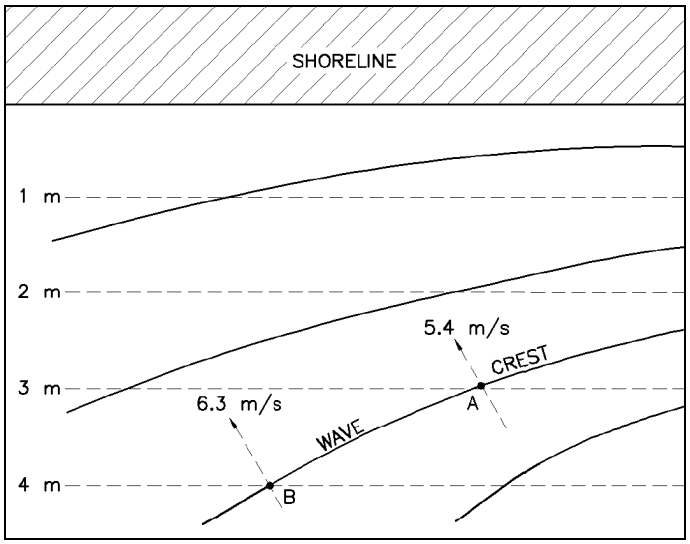
La refracción ocurre cuando un tren de olas incide oblicuamente sobre la costa, encontrando una variación en la profundidad. En ese caso una parte del frente viaja en aguas menos profundas y, en consecuencia, con una menor celeridad que el resto generando un cambio en la dirección de propagación. De igual forma, en los casos que exista presencia de una corriente, puede generarse un retraso de una parte del frente con el consiguiente cambio de dirección. De acuerdo a esto, la refracción puede ser generada por ejemplo, por efecto del fondo o presencia de una corriente.

La temática de propagación puede ser fácilmente visualizada con la construcción de los rayos de onda.

Se selecciona un punto de la cresta de la ola, luego se dibuja la ortogonal a éste y se une al punto siguiente donde se ubica este punto de la cresta, y así sucesivamente durante la propagación de la ola. A esto se le denomina rayo.

Por lo tanto, un grupo de rayos de onda asigna la ruta de los viajes de la cresta de la ola. Para batimetrías sencillas, un grupo de los rayos se puede construir para mostrar el resultado de la transformación de onda. Los programas de gráficos de computador también existen para automatizar este proceso (Harrison y Wilson 1964, Dobson 1967, Noda et al. 1974), pero en gran medida, estos enfoques han sido sustituidos por métodos numéricos específicos como el análisis de refracción y el agrupamiento que por lo general tratan de especificar la altura de las olas y la dirección a lo largo de un rayo.

Figura 2.5.1-27: Esquema de rayos



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure II-3-3

La refracción tiene lugar cuando un tren de ondas incide oblicuamente sobre la costa y encuentra un cambio de profundidad. En ese caso una parte del frente viaja en aguas más someras y, por tanto, con menor celeridad que el resto dando lugar a un cambio de dirección.

Para darle una solución a la refracción en la teoría lineal se asume una batimetría recta y paralela.

En general, la constante se evalúa en profundidades indefinidas respecto al punto de interés, por lo que se tiene la siguiente ecuación:

$$\frac{sen\theta}{C} = \frac{sen\theta_0}{C_0} \qquad (2\text{-}58)$$

Donde:

θ_i : Ángulo de la fase de reflexion para el componente i-esimo de la ola

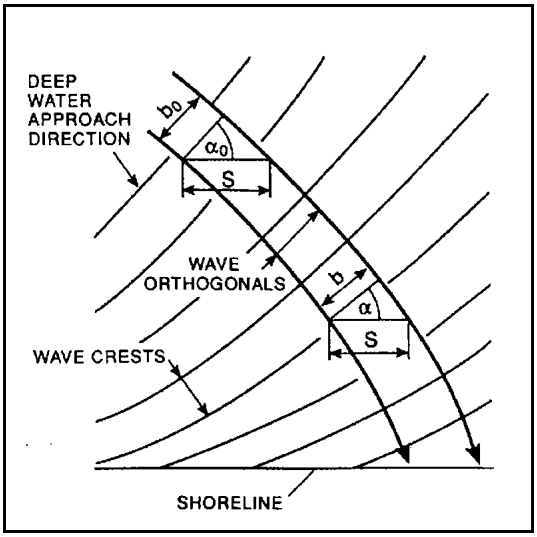
C_n : Coeficiente de reflexion para el componente n-esimo de la ola

La cual se conoce como la Ley de Snell, originalmente utilizada en óptica. Relaciona las variaciones en la dirección de propagación con las variaciones en la celeridad.

$$sen\theta = \frac{sen\theta_0}{C_0} C \qquad (2\text{-}59)$$

La ecuación representa la variación de la dirección por efecto de la refracción, para estimar la variación de la altura se necesita considerar que el flujo de energía entre los dos rayos es constante. Se asume que no hay disipación ni aporte de energía entre los rayos y que no existe reflexión. Es posible obtener una relación entre flujo de energía y unidad de superficie en 2 secciones entre 2 rayos próximos, como se esquematiza en la siguiente figura y en la siguiente ecuación.

Figura 2.5.1-28: Esquema de refracción



Fuente: Documento de Referencia, Universidad de Cantabria, Figura 5

$$\left(\frac{1}{8}\rho g H^2 nC\right)_1 b_1 = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2 nC\right)_2 b_2 = cte \qquad (2\text{-}60)$$

De donde se obtiene:

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{C_{g1}}{C_{g2}}} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \qquad (2\text{-}61)$$

Si se considera que el punto 1 está en profundidades indefinidas se tiene que la altura de ola en un punto está dada por la siguiente ecuación, que incluye el coeficiente de Refracción y el coeficiente Shoaling:

$$H = H_0 \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} \sqrt{\frac{b_0}{b}} = H_0 K_r K_S \qquad (2\text{-}62)$$

2.5.1.4.4.4 DIFRACCIÓN

Si se considera un canal de sección rectangular con un sistema de generación de oleaje en uno de sus contornos, una playa en el contorno opuesto para la disipación de la energía del oleaje generado y un sistema de generación del oleaje dividido en tres partes, en caso que funcionen de manera simultánea y en conjunto (los tres generadores), es posible observar que el oleaje avanza de forma ordenada, con crestas y senos paralelos entre sí y paralelos a su vez al contorno de generación.

Si por el contrario, sólo funciona el generador central, es evidente que las zonas laterales del canal no permanecerán en calma mientras el oleaje avanza por la zona central. Los frentes de onda se extenderán a las zonas laterales, donde adoptarán cierta curvatura hacia el exterior dejando de ser paralelos al borde de generación. En consecuencia, parte de la energía de la zona central será cedida a las zonas laterales. De igual manera, si los tres generadores funcionan simultáneamente para generar oleajes de distinta altura, parte de la energía de las zonas con mayor altura de ola será cedida a las zonas en las que el oleaje generado tiene menor altura.

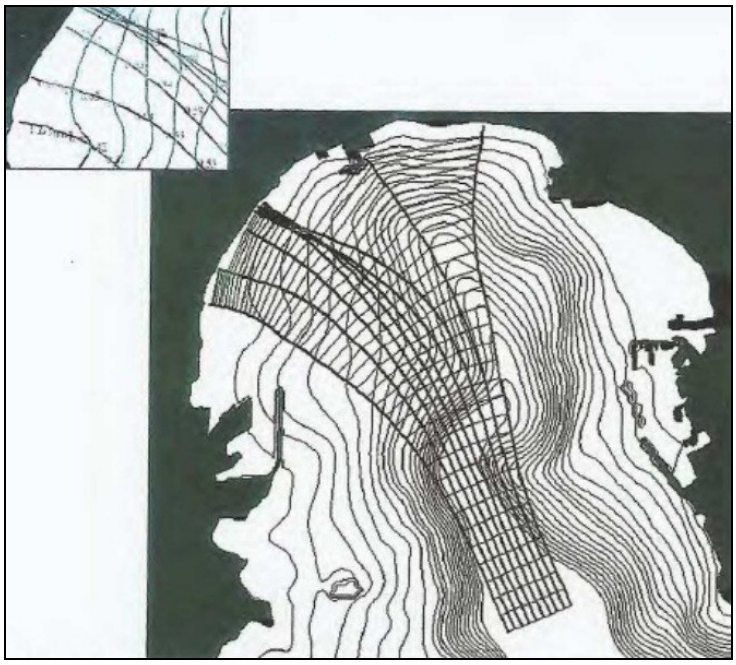
Este fenómeno, denominado difracción, consiste, según Iribarren, en una expansión lateral de la energía, y está motivado por la existencia de gradientes de altura de ola a lo

largo de los frentes de onda. La difracción provoca la propagación de la energía a lo largo del frente de onda (en dirección transversal al avance de los frentes), tendiendo a repartirla de forma que se reduzcan los gradientes de altura de ola, y causando, además, una reorientación de la dirección principal de propagación.

Cuando el oleaje se propaga en el mar, los efectos de la refracción, el shoaling y la rotura son más acusados en unas zonas que en otras, por lo que en un instante determinado la altura de ola no es la misma en todos los puntos de un mismo frente de onda. De igual forma, la presencia de obstáculos al avance del oleaje (por ejemplo obras de abrigo) crea zonas de sombra a las cuales la energía penetra debido a la difracción.

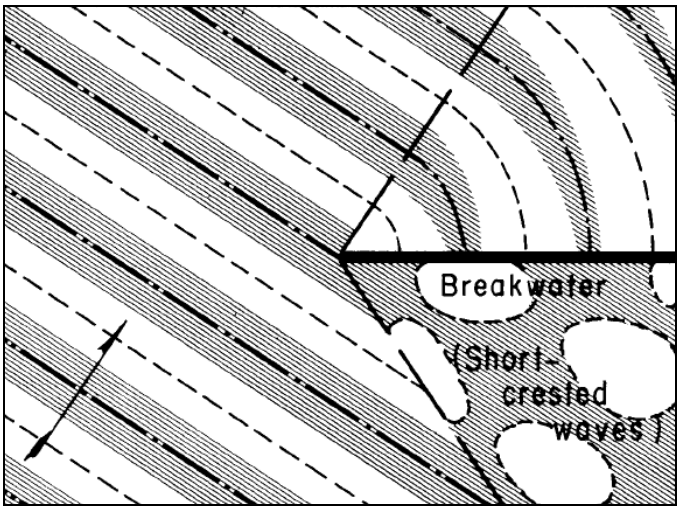
La consideración de la difracción es de gran importancia sobre todo en la penetración del oleaje en puertos y zonas abrigadas y, también, aunque en menor medida, en áreas abiertas con batimetría compleja. Además, la consideración de la difracción permite obtener soluciones en puntos en donde la simple refracción no resuelve debido a la presencia de cáusticos con indeterminación de la altura de ola, como el que se muestra en la Figura 2.5.1-29.

Figura 2.5.1-29: Esquema de difracción



Fuente: Apuntes “Ingeniería Marítima y Costera” (Universidad de Granada)

Figura 2.5.1-30: Efectos de la difracción



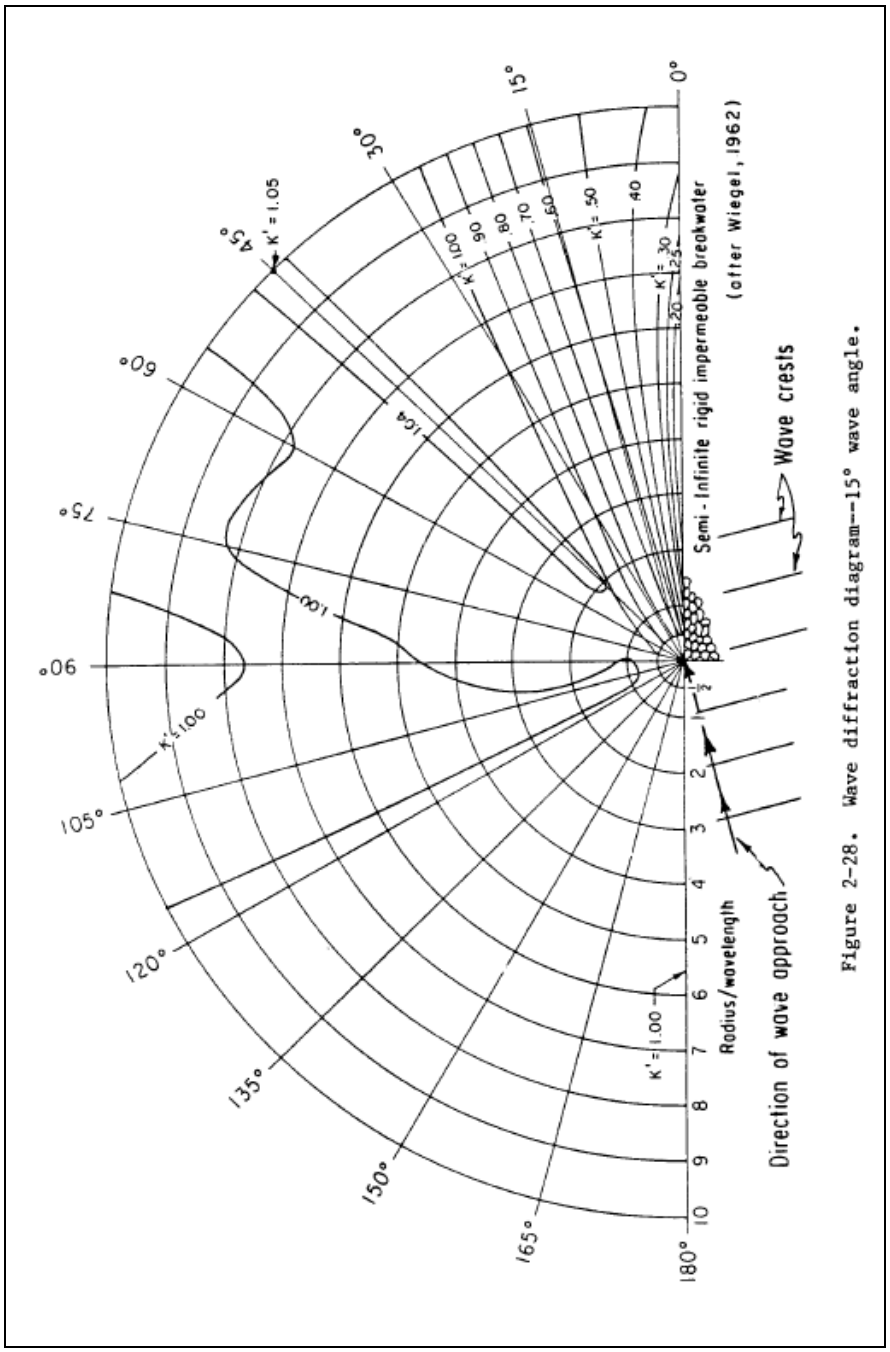
Fuente: Shore Protection Manual

Para cuantificar la variación de la altura del oleaje por la difracción, se utiliza el coeficiente *KD*, el cual tiene un complejo proceso de obtención. En general, el análisis de la difracción es complejo y es necesaria la utilización de modelos numéricos. Sin embargo, existen soluciones analíticas al problema para casos sencillos como son la difracción tras un dique semi-infinito, y la difracción tras una entrada/salida de la dársena estrecha. Penny y Price (1952) mostraron la solución matemática al problema de la difracción de la luz, definido por Sommerfield (1896), para el caso de un dique semi-infinito, permitiendo obtener el coeficiente de difracción, es decir, la relación entre la altura de ola *H* en un punto definido.

En la literatura especializada, se encuentran propuestas distintas soluciones analíticas para poder obtener el coeficiente de difracción. Se sugiere referirse a la literatura base del Manual para encontrar recomendaciones en la obtención de este coeficiente.

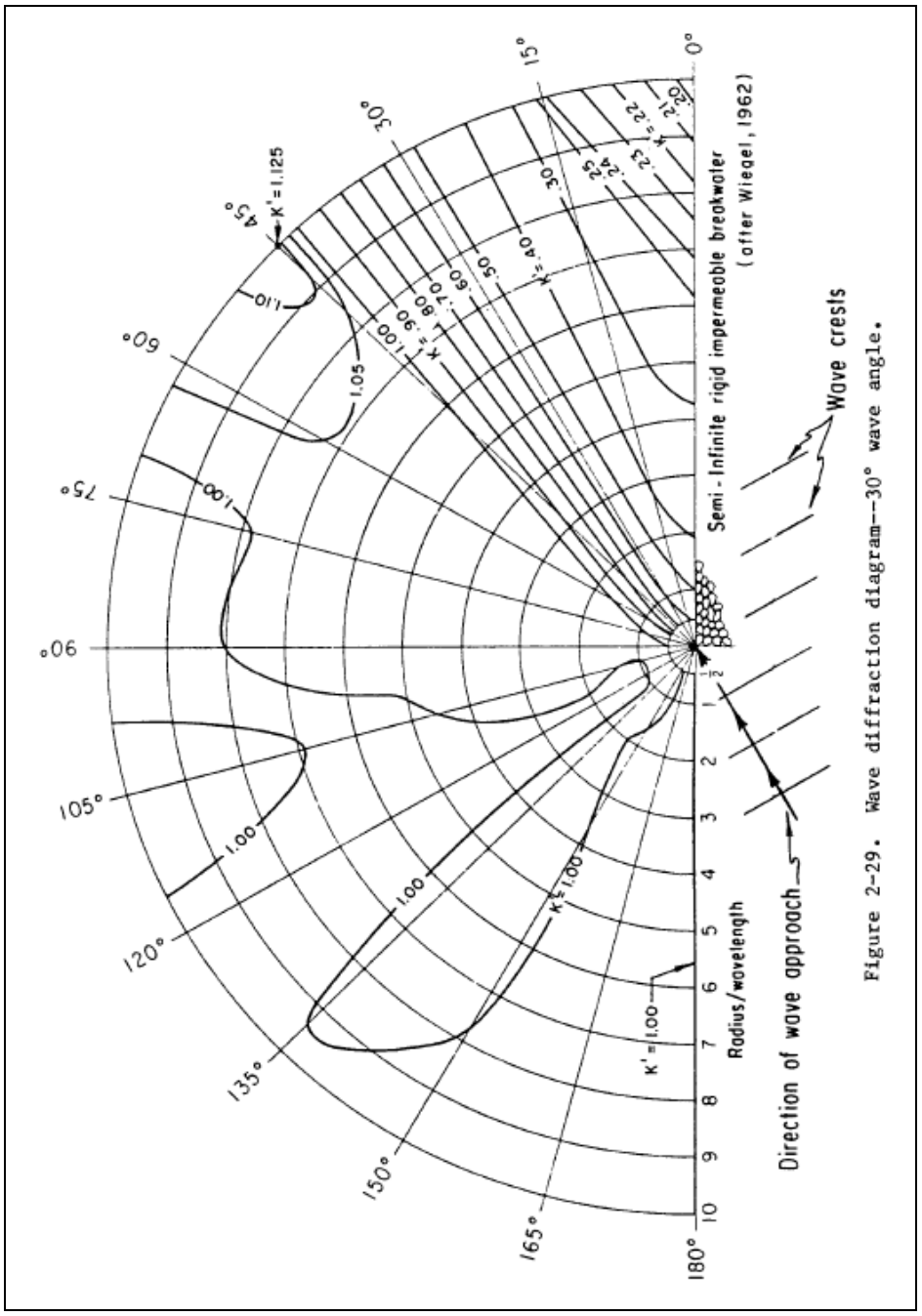
Un método utilizado durante muchos años fue la utilización de los Diagramas de Difracción presentados por el Shore Protection Manual, lo cuales se presentan a continuación.

Figura 2.5.1-31: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 15°



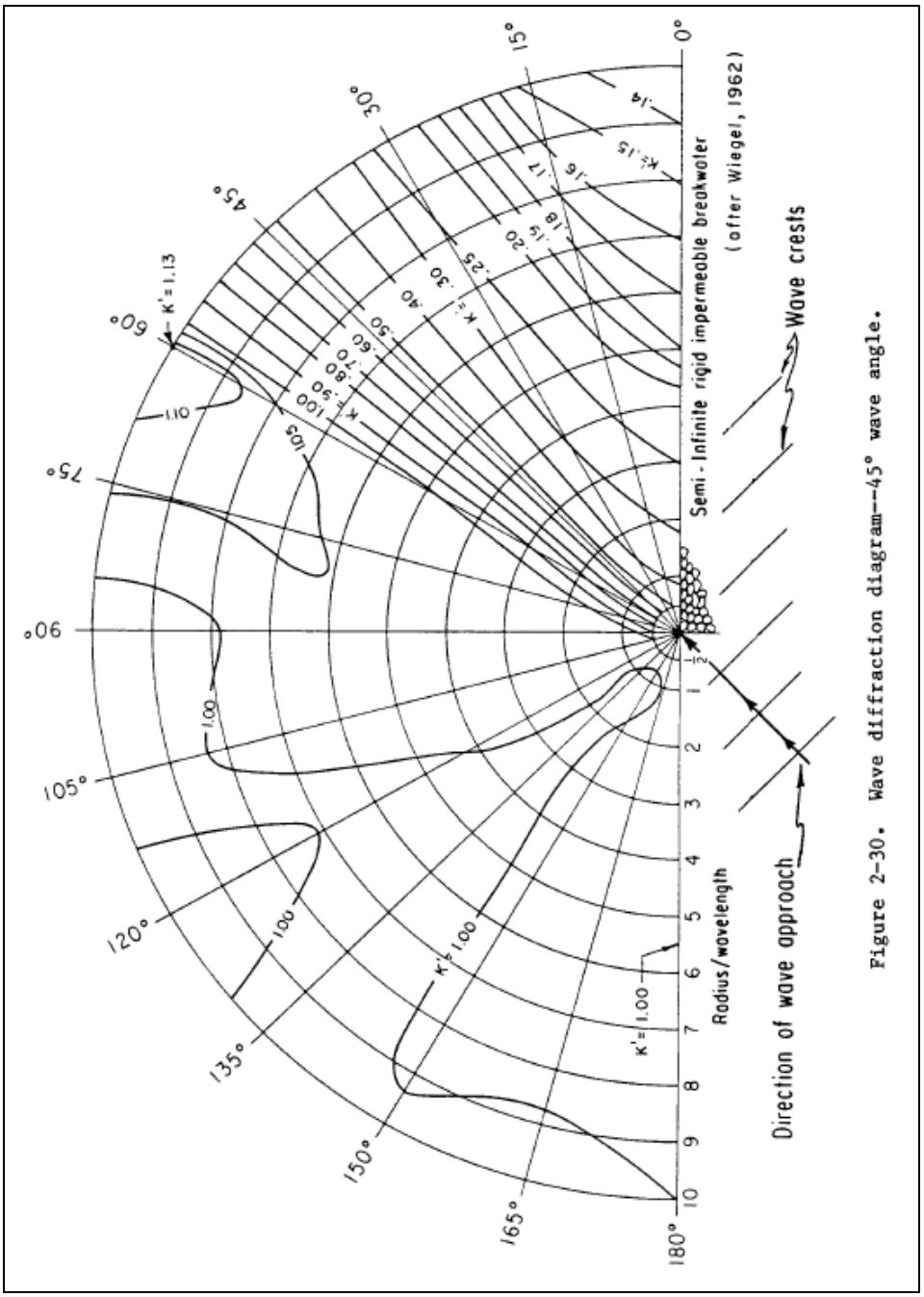
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-32: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 30°



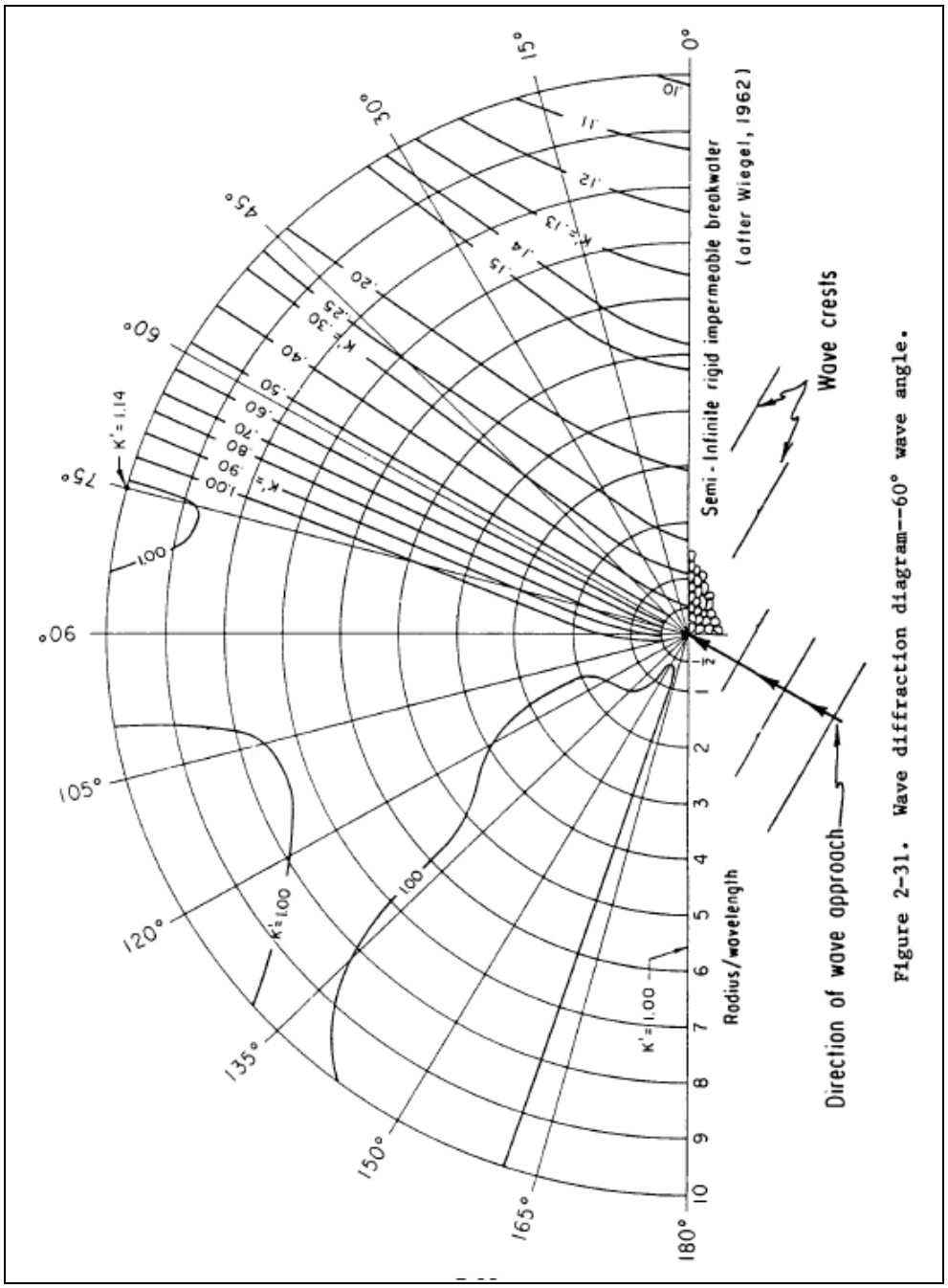
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-33: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 45°



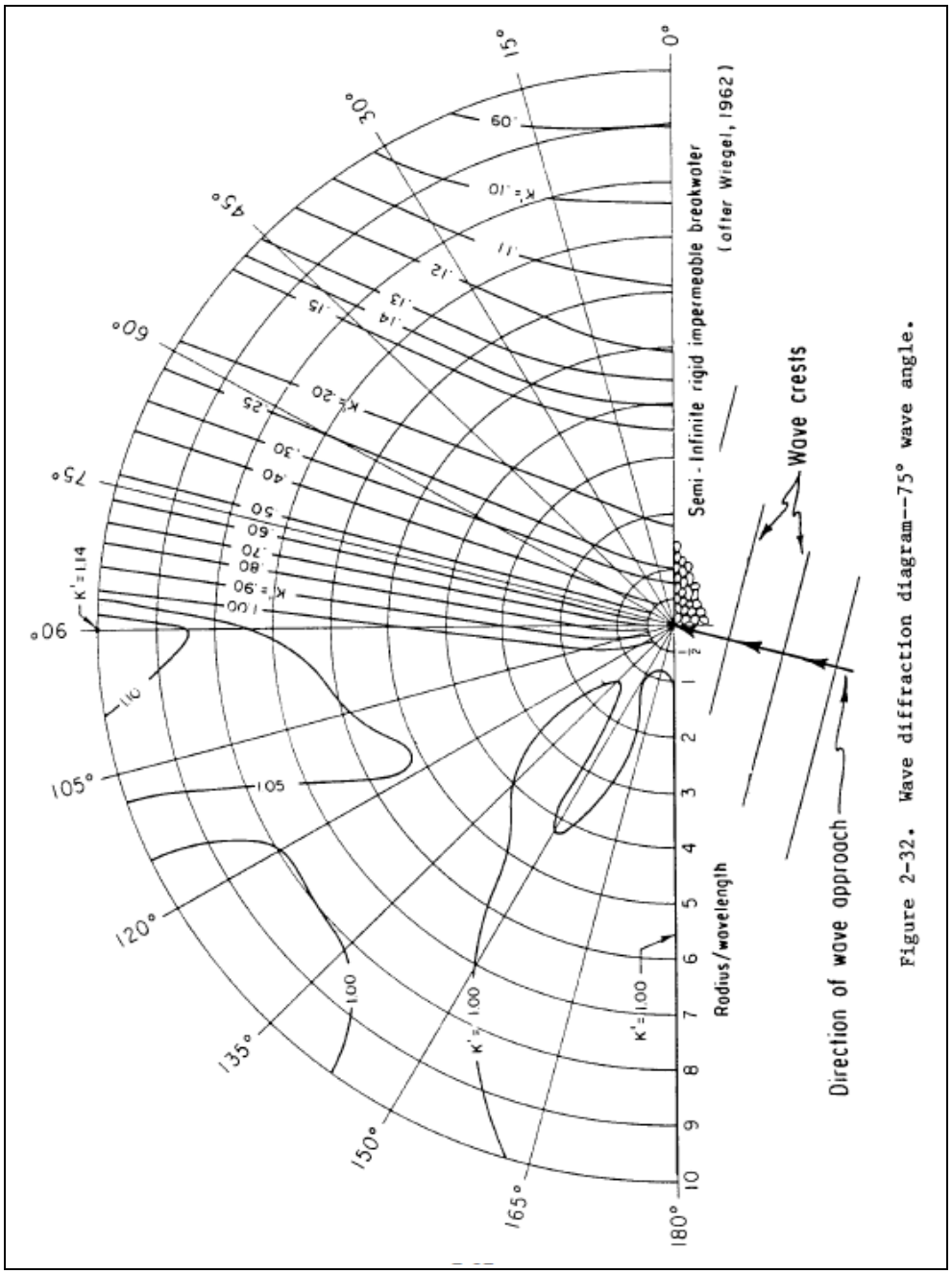
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-34: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 60°



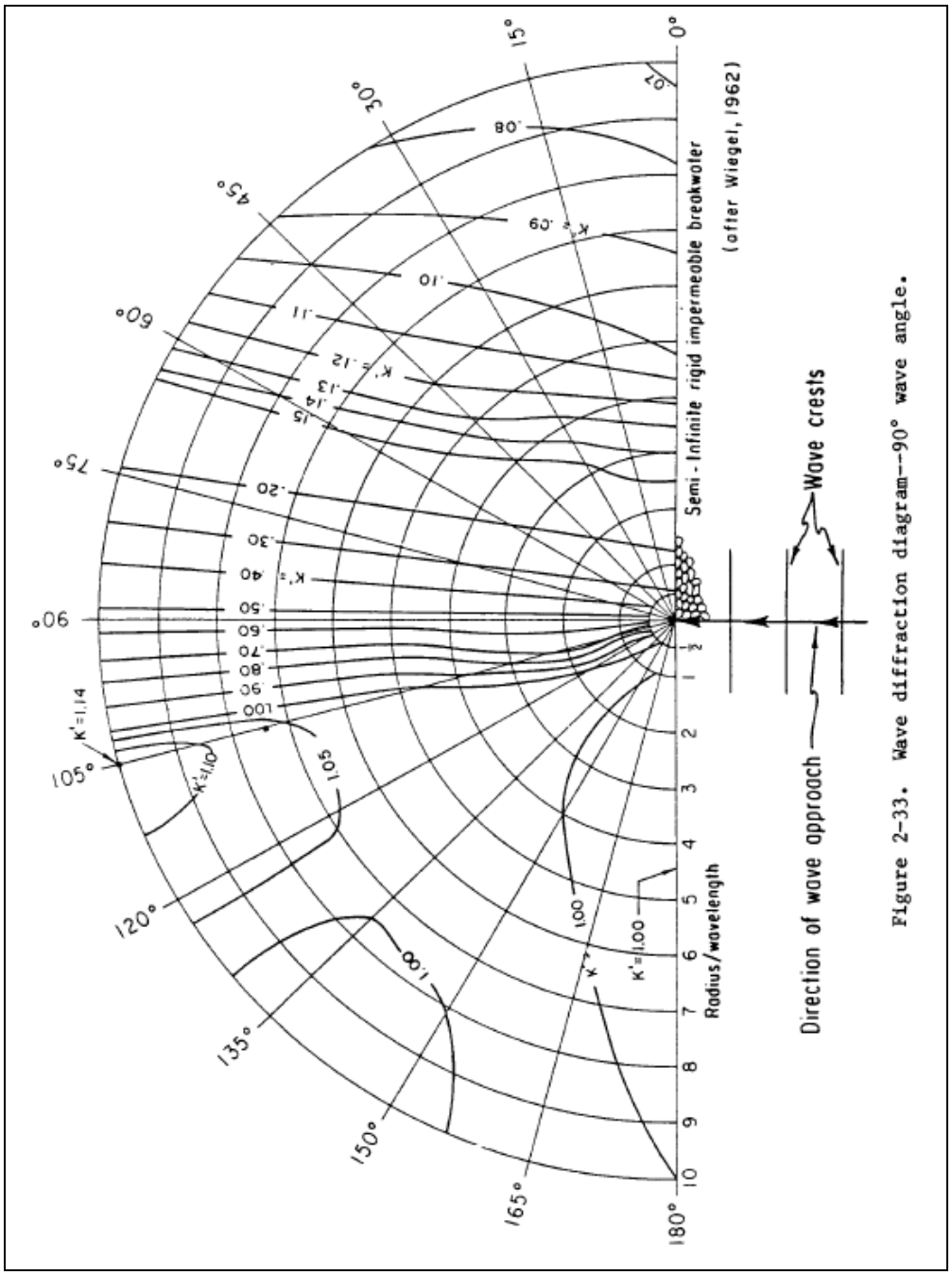
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-35: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 75°



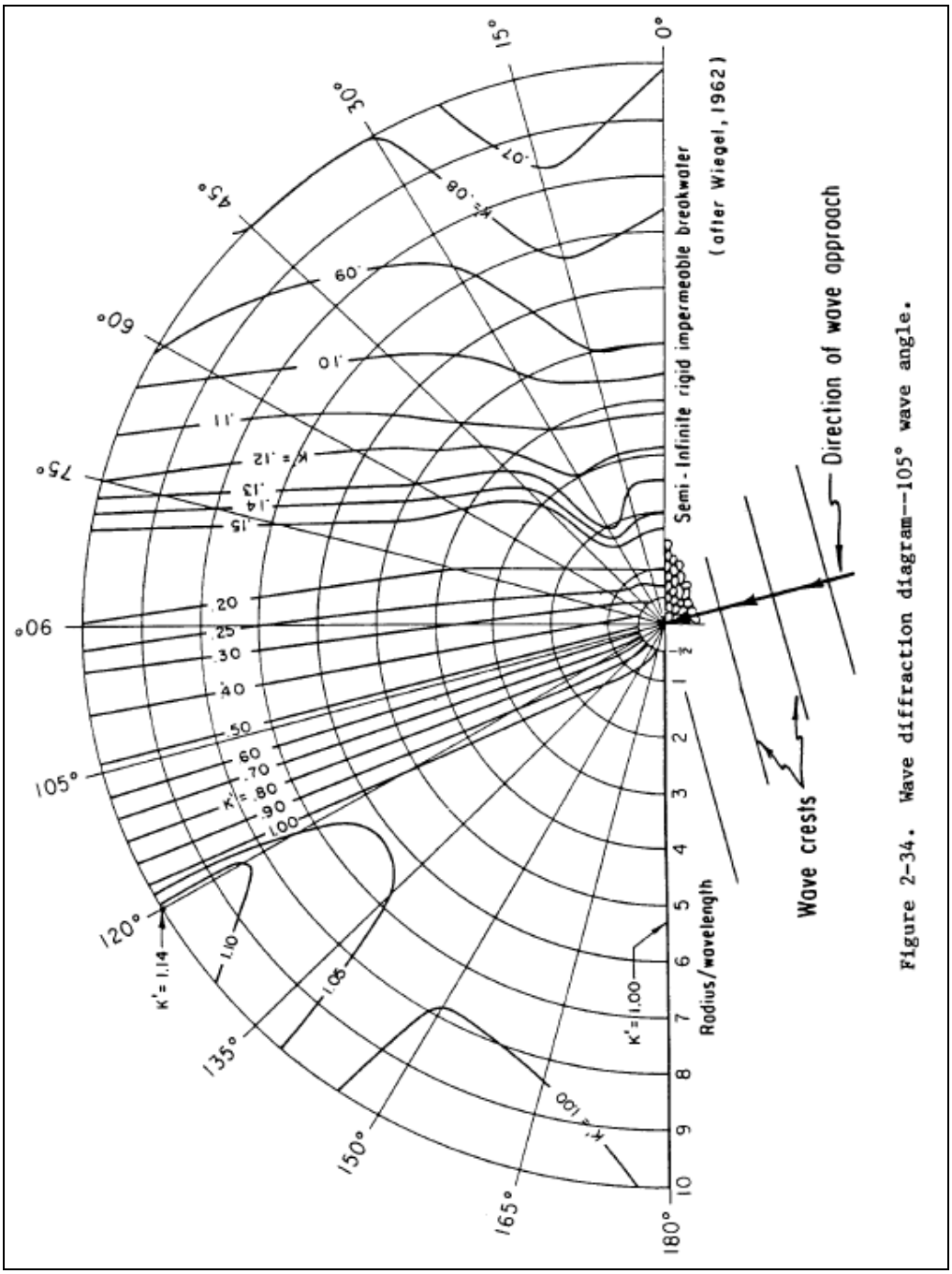
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-36: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 90°



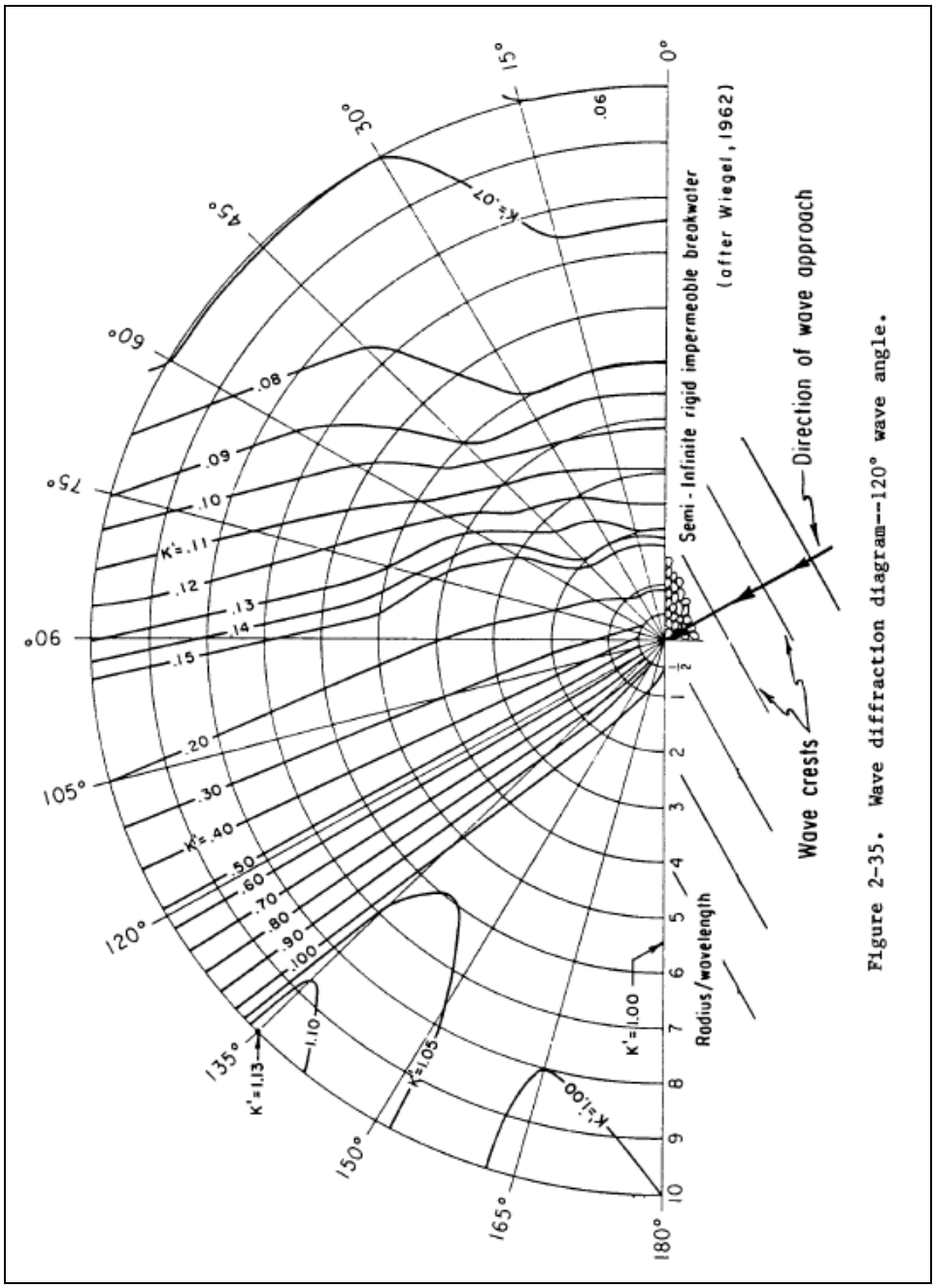
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-37: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 105°



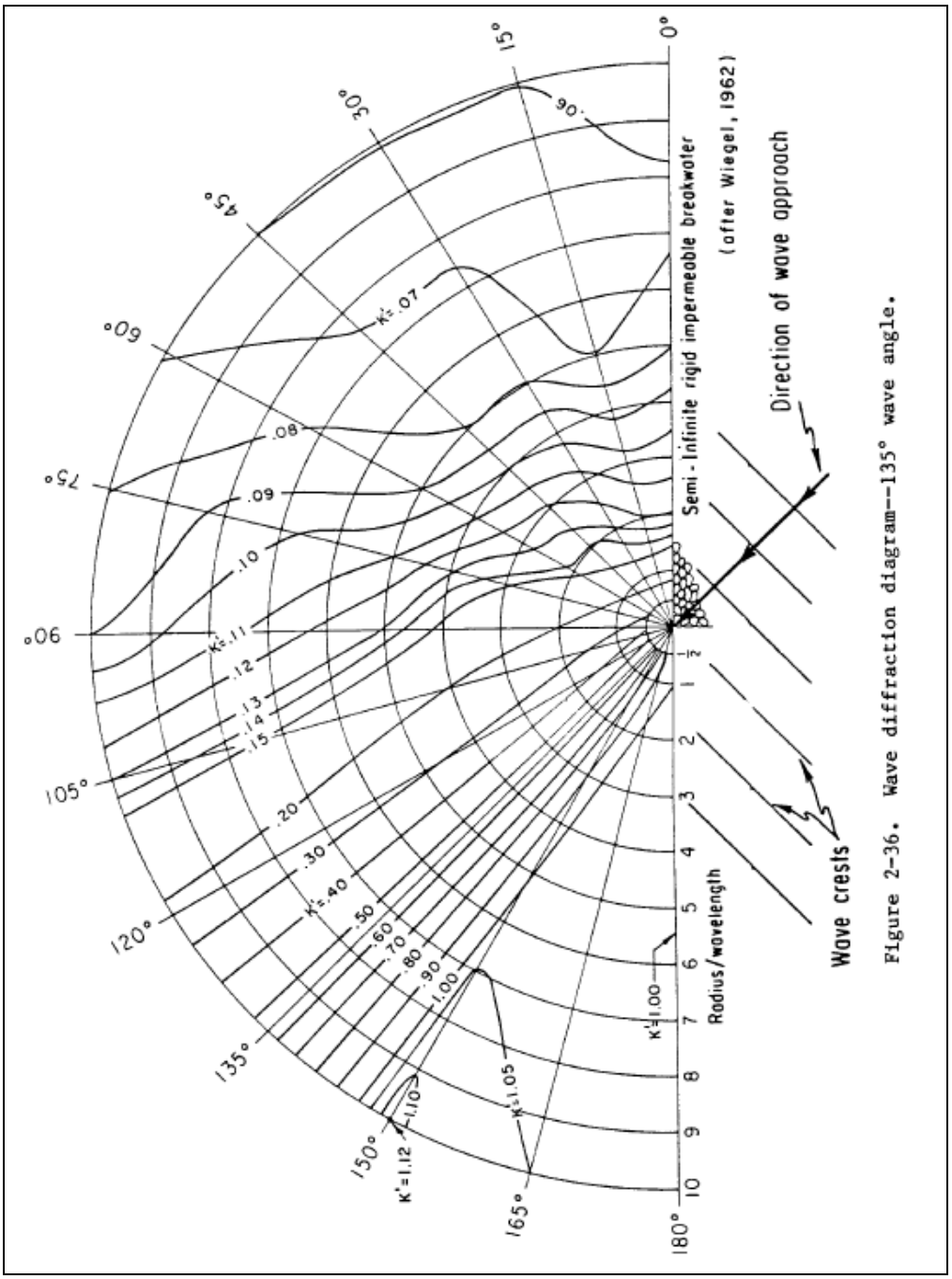
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-38: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 120°



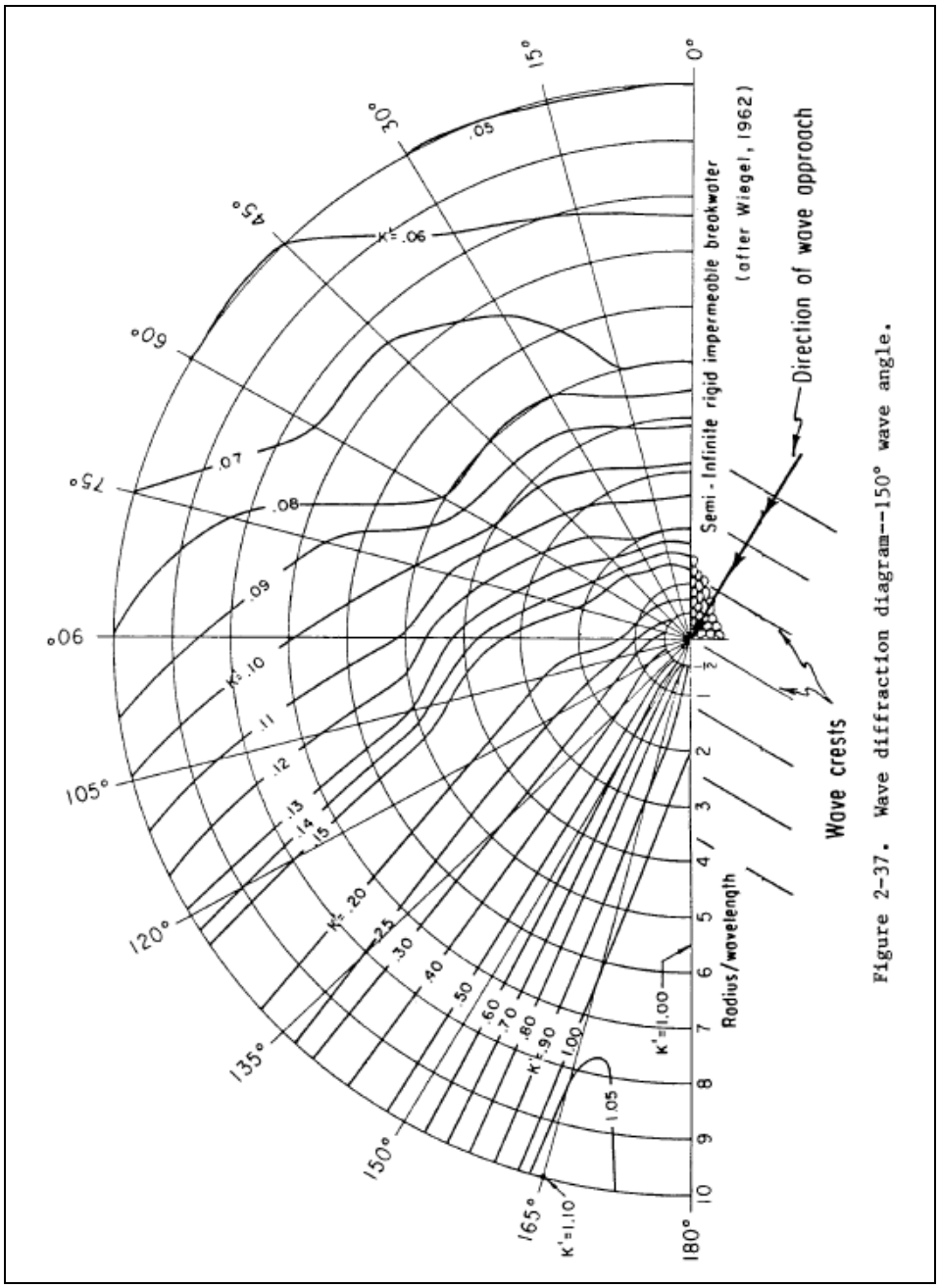
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-39: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 135°



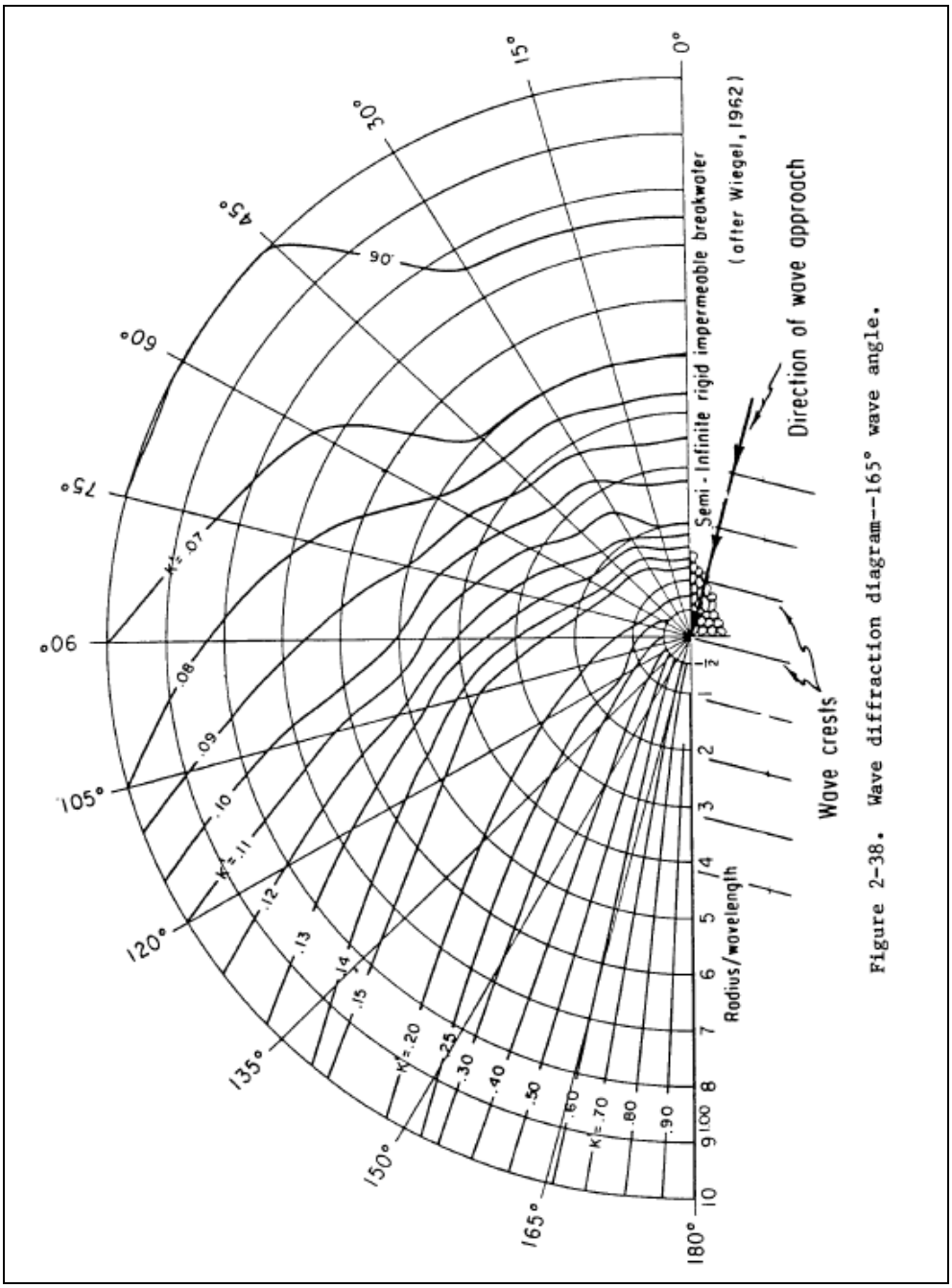
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-40: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 150°



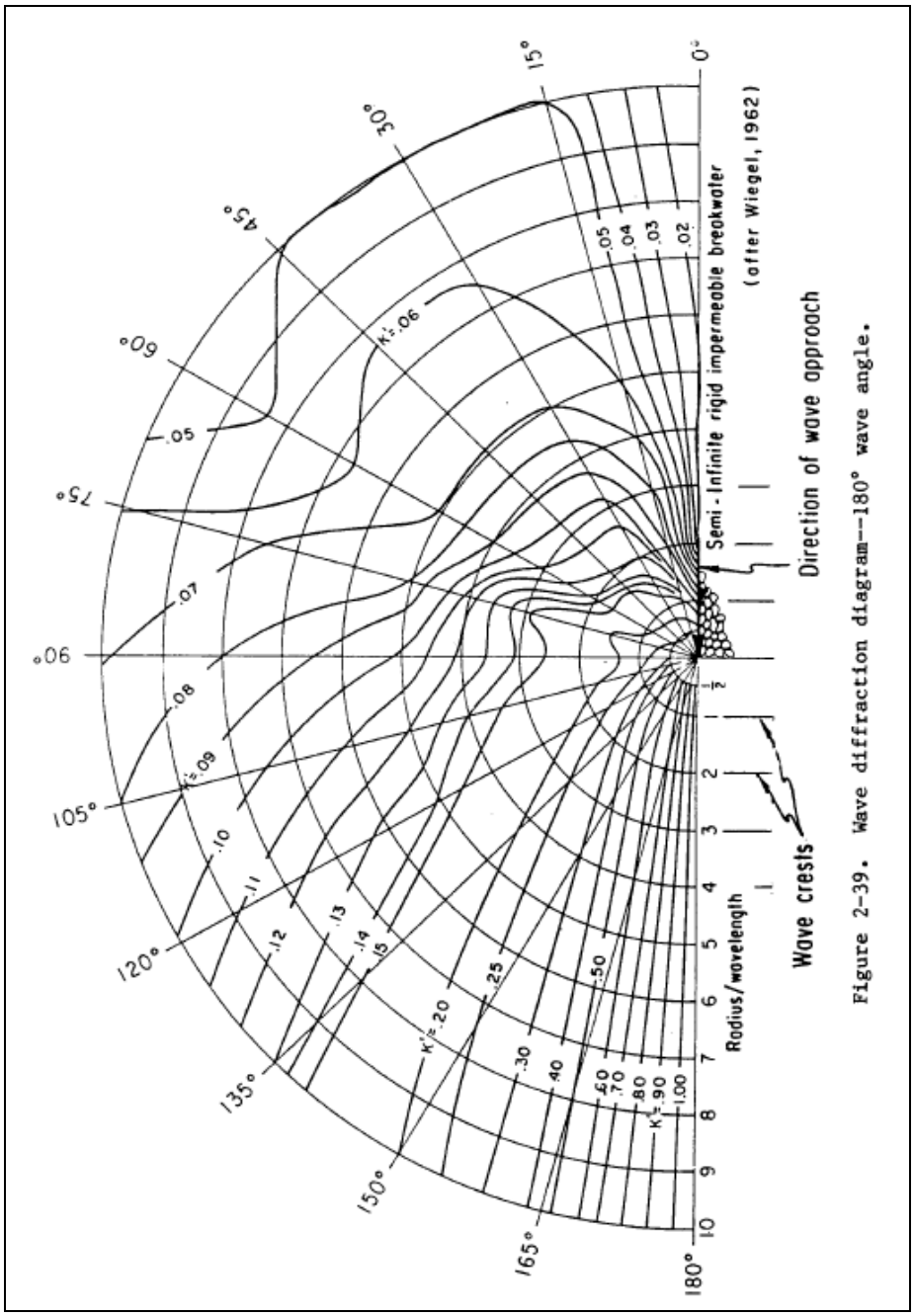
Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-41: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 165°



Fuente: Shore Protection Manual

Figura 2.5.1-42: Diagrama de difracción SPM, ángulo del oleaje 180°



Fuente: Shore Protection Manual

2.5.1.5 HIDRODINÁMICA DE LA ROMPIENTE

La rotura es un fenómeno que se caracteriza por una alta proporción de turbulencia libre y una entrada de aire asociada, produciéndose además una alta velocidad de disipación de energía. Las ondas así generadas no son oscilatorias sino que más bien son traslacionales. Existen distintas definiciones del fenómeno físico de la rotura. En la naturaleza hay una multiplicidad de factores que complican la estimación de las características del rompimiento, entre los que cabe destacar:

a) La variabilidad de *H* y *T* en función del espectro de frecuencias.

b) El perfil de la playa distinto de un plano y, generalmente, con una barra de rompientes.

c) Los fenómenos tridimensionales del flujo (oblicuidad del frente de onda, corrientes de retorno y los consiguientes canales, etc.).

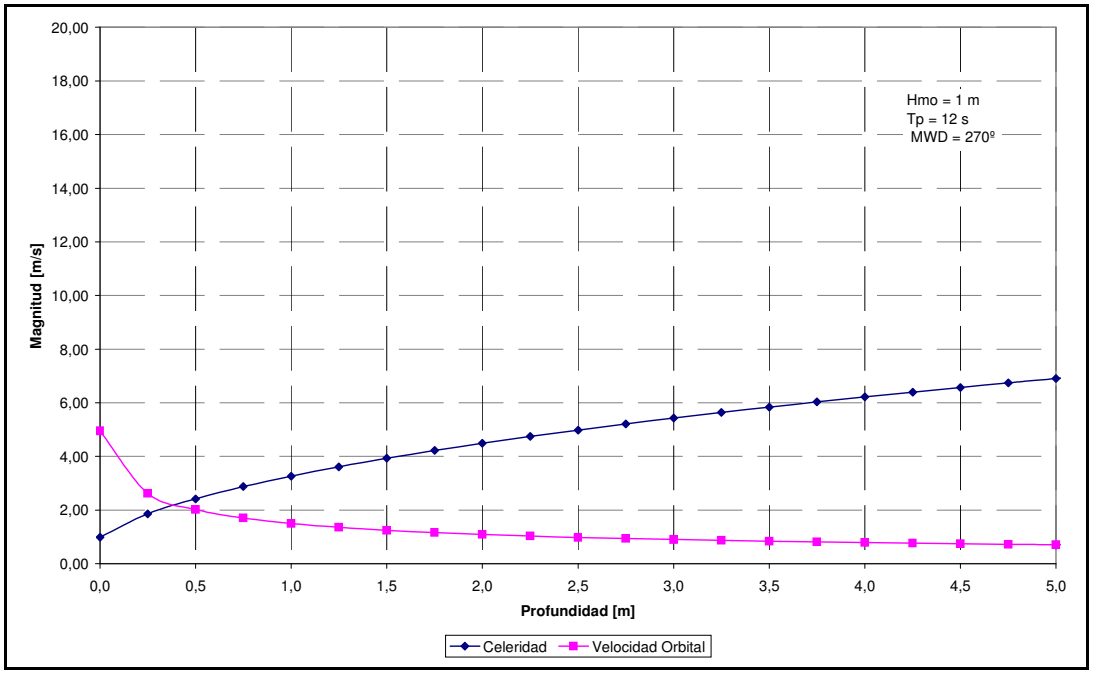
d) La dinámica morfológica del fondo que interactúa con el propio fenómeno del rompimiento.

e) La distribución direccional de energía en el espectro 2D (no obstante, si el oleaje incidente se propaga desde una única zona de generación, al llegar al punto de rompimiento es prácticamente unidireccional).

Según Le Méhauté (1976), la rotura ocurre cuando se presenta una de las siguientes condiciones:

a) Cuando la celeridad de propagación de la onda es superada por la velocidad orbital de las partículas en la cresta.

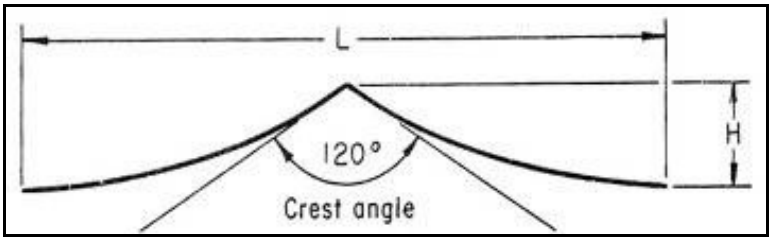
Figura 2.5.1-43: Gráfico magnitud v/s profundidad



Fuente: Archivos Propios

b) Cuando el ángulo entre las tangentes del punto anguloso de la cresta supera los 120° (aplicado generalmente para explicar la rotura en aguas profundas).

Figura 2.5.1-44: Rotura en aguas profundas



$$\frac{H_b}{L_{bo}} \cong \frac{1}{7} \cong 0{,}142$$

Fuente: Shore Protection Manual

c) Cuando el oleaje alcanza la máxima altura de ola en el proceso de asomeramiento (aplicado en aguas intermedias y someras).

Moraes (1970) realizó exhaustivos experimentos sobre reflexión para distintos oleajes incidentes y pendientes de la playa. A partir de estos datos, Battjes (1974) halló que el coeficiente de reflexión puede ser expresado en función de Ir únicamente. A este adimensional, Battjes lo denominó parámetro de similaridad de surf, ξ = Ir, demostrando que gobierna los procesos de rotura del oleaje.

2.5.1.5.1 CRITERIOS DE ROTURA

Claro está que, sea cual sea el mecanismo de rotura que domina, debe existir un límite de la altura de oleaje que se alcanza al momento de romper. De acuerdo a lo establecido por Sierra y Lo Presti, los criterios de rotura pueden ser clasificados en dos tipos:

a) Tipo I: Criterios que expresan las condiciones de rotura en función de parámetros locales de la ola y características batimétricas (o pendiente del fondo).

b) Tipo II: Criterios que especifican la altura de ola en rotura en función de características batimétricas (pendientes de la playa) y peralte de la onda en la zona offshore (H_0/L_0).

2.5.1.5.1.1 CRITERIOS DEL TIPO I

Los criterios del Tipo I, que consideran los parámetros locales de la onda, se suelen expresar por medio de relaciones del tipo:

$$\frac{H_b}{h_b} = F\left(\frac{h_b}{L_b}, m\right) \tag{2-63}$$

Donde:

H_b : Altura de ola en rotura

h_b : Profundidad en rotura

L_b : Longitud de onda en rotura

m : Pendiente del fondo

Algunos criterios de este tipo son:

a) McCowan (1891)

$$H_b = \gamma \cdot h_b \tag{2-64}$$

Donde:

γ : 0,78 (posteriormente, otros investigadores han obtenido el valor 0,83)

b) Miche (1944)

$$\frac{H_b}{L_b} = \frac{1}{7}\tanh\left(\frac{2\pi h_b}{L_b}\right) \tag{2-65}$$

c) Kishi y Saeki (1966)

$$\frac{H_b}{h_b} = 5{,}68 \cdot m^{0{,}40} \tag{2-66}$$

d) Galvin (1969)

$$\frac{H_b}{h_b} = \beta_b \tag{2-67}$$

Donde:

$$\beta_b = \begin{cases} 1{,}09 & m \geq 0{,}07 \\ (1{,}40 - 6{,}85m)^{-1} & m \leq 0{,}07 \end{cases}$$ Galvin (1969)

$$\beta_b = \begin{cases} 1{,}28 & m \geq 0{,}10 \\ (0{,}72 - 5{,}6m)^{-1} & m < 0{,}10 \end{cases}$$ Collins y Weir (1969)

$$\beta_b = \begin{cases} 1{,}18 & m \geq 0{,}10 \\ (0{,}72 - 4{,}6m)^{-1} & m < 0{,}10 \end{cases}$$ Madsen (1976)

e) Goda (1970)

$$\frac{H_b}{h_b} = \frac{B}{1 + A\,h_b / gT^2} \qquad (2\text{-}68)$$

Donde:

A : $43{,}75 \cdot (1 - e^{-19m})$

B : $1{,}56 \cdot (1 + e^{-19m})^{-1}$

f) Battjes y Janssen (1978)

$$\frac{H_b}{L_b} = \frac{v_1}{2 \cdot \pi} \tanh\left(\frac{v_2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot h_b}{v_1 \cdot L_b} \right) \qquad (2\text{-}69)$$

Donde:

v_1 : 0,88

v_2 : 0,83

2.5.1.5.1.2 CRITERIOS DEL TIPO II

Son criterios que, para determinar los parámetros del oleaje en rotura, tienen en cuenta las condiciones batimétricas y las características del oleaje en aguas profundas. En general, tienen la forma:

$$\frac{H_b}{L_o} = A \cdot m^B \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^C \qquad \frac{H_b}{h_b} = A \cdot m^B \left(\frac{h_b}{L_o} \right)^C \qquad (2\text{-}70)$$

Algunos criterios de este tipo son:

a) Le Méhauté y Koh (1967)

$$\frac{H_b}{L_o} = 0{,}76 m^{1/7} \left(\frac{H_b}{L_o} \right)^{-1/4} \tag{2-71}$$

b) Goda (1975)

$$\frac{H_b}{L_o} = 0{,}17 \left(1 - \exp\left(-1{,}5 \cdot \pi \left(1 + 15 m \cdot 4/3\right) h_b / L_o\right)\right) \tag{2-72}$$

c) Sunamura (1980)

$$\frac{H_b}{h_b} = 1{,}1 \cdot m^{1/6} \left(\frac{H_o}{L_o} \right)^{-1/12} \tag{2-73}$$

Para los casos de oleaje irregular, se presentan 3 criterios, los cuales son:

a) Miche (1951) $H_{mo,b} = 0{,}1 \cdot L \tanh(kh)$

b) Thornton & Guza (1983) $H_{mo,b} = 0.6h$

c) Kamphuis (1991) $H_{sb} = 0{,}0095 \cdot e^{4m} L_{pb} \tanh\left(k_{pb} \cdot h_b\right)$

2.5.1.5.1.3 TIPOS DE ROTURA

El parámetro de Iribarren (surf similarity parameter) desarrollado por el profesor Ramón Iribarren, permite evaluar el tipo de rompiente en pendientes suaves (playas) o artificiales (obras costeras). El tipo de rotura del oleaje depende del peralte del mismo y de la pendiente del fondo. Es un parámetro ampliamente aceptado como controlador del tipo de rotura.

a) Para playas:

$$N_I = I_R = \xi_o = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{H_o / L_o}} \qquad (2\text{-}74)$$

Donde:

β : Pendiente del fondo

H_o : Altura de oleaje en aguas profundas

L_o : Longitud de onda en aguas profundas (= $gT^2 / 2\pi$)

b) Para obras:

$$N_I = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{H_i / L_o}} \qquad L_o = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \qquad (2\text{-}75)$$

Donde:

Hi : Altura de ola al pie de la pendiente

β : Talud

T : Periodo de oleaje

g : Aceleración de gravedad

Según el número de Iribarren, los tipos de rotura son:

a) Spilling (Descrestamiento): La espuma se produce en la cresta de la ola y se derrama por la cara de la rompiente.

$$N_i < 0{,}5 \qquad (2\text{-}76)$$

Figura 2.5.1-45: Spilling



Fuente: Shore Protection Manual

b) Plunging (voluta): Ocurre en playa de mayor pendiente. Se caracterizan por el tubo que se forma.

$$0{,}5 < N_i < 3 \qquad (2\text{-}77)$$

Figura 2.5.1-46: Plunging



Fuente: Shore Protection Manual

c) Collapsing (colapso): Ola intermedia entre plunging y surging.

$$3 < N_i < 3{,}5 \qquad (2\text{-}78)$$

Figura 2.5.1-47: Collapsing



Fuente: Shore Protection Manual

d) Surging (oscilación): Ocurre en pendientes más fuertes. La ola no rompe completamente, reflejando gran parte de la energía.

$$N_i > 3{,}5 \qquad (2\text{-}79)$$

Figura 2.5.1-48: Surging



Fuente: Shore Protection Manual

2.5.1.6 MODELOS NUMÉRICOS

El sinnúmero de actividades y procesos que se desarrollan en las zonas costeras hacen de este tramo de transición, entre el mar y la tierra, un espacio de gran complejidad que requiere de un análisis detallado de sus componentes que permita una gestión integrada del mismo.

Un modelo numérico, para estos casos, consiste en la solución espacio-temporal, aproximada e iterativa, de las ecuaciones que describen los procesos litorales, mediante métodos de integración numérica, si se suministra como información conocida los valores de ciertas variables (típicamente las de forzamiento externo como: alturas de marea, esfuerzo del viento, etc.) para las condiciones iniciales (en t = 0) y de frontera (en los márgenes laterales, boca, cabeza, fondo, o superficie libre).

En lo particular de esta Guía, se describen 2 áreas de la modelación numérica que son:

- Transferencia de Oleaje
- Morfología Costera

2.5.1.6.1 MODELOS DE TRANSFERENCIA DE OLEAJE

La mayoría de los proyectos de ingeniería de costas requiere la estimación de las condiciones del oleaje en el área de interés. En general, las condiciones de oleaje son conocidas en mar abierto (off shore), por lo que es necesario transferir el oleaje hacia el sector de estudio, para obtener los datos de altura, periodo y dirección en el punto.

Existen varias clasificaciones de los modelos de base física que simulan las condiciones de oleaje en la costa, atendiendo a las ecuaciones que utilizan en la propagación de oleaje:

a) Modelos basados en la ecuación de pendiente suave.

b) Modelos basados en la ecuación de la conservación de la masa; en función del fenómeno que describen.

c) Modelos monocromáticos que calculan refracción y difracción.

d) Modelos que calculan el espectro direccional.

También se pueden clasificar según la teoría de ondas en los que se basan los cálculos matemáticos:

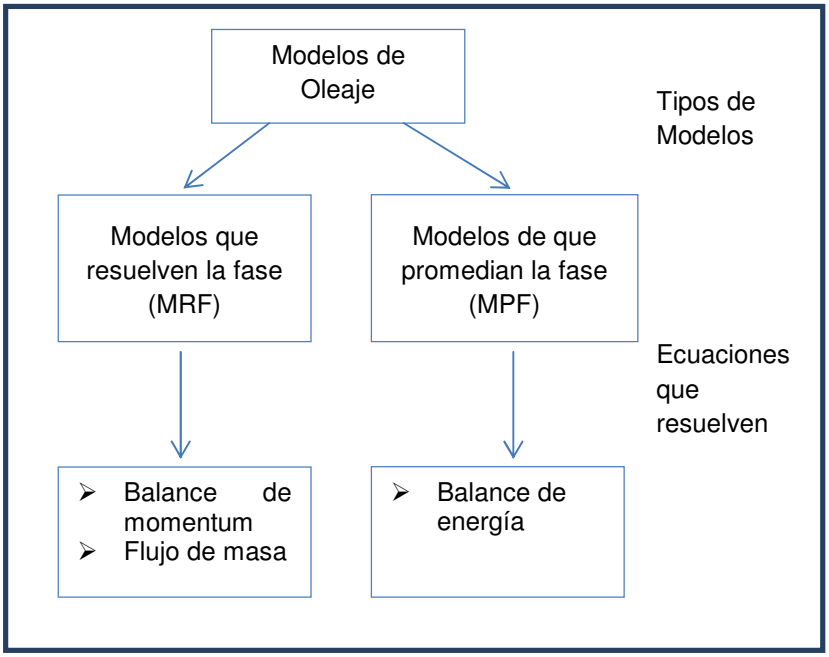
a) Teoría lineal de Airy.

b) Teoría de Stokes.

c) Teorías de ondas largas basadas en las ecuaciones de Boussinesq.

La clasificación más aceptada de los modelos para simular la evolución del oleaje es la que los considera en dos grandes grupos: de resolución de fase (MRF) y los promedio de fase (MPF) (Battjes, 1994). Un esquema general se presenta en la siguiente figura:

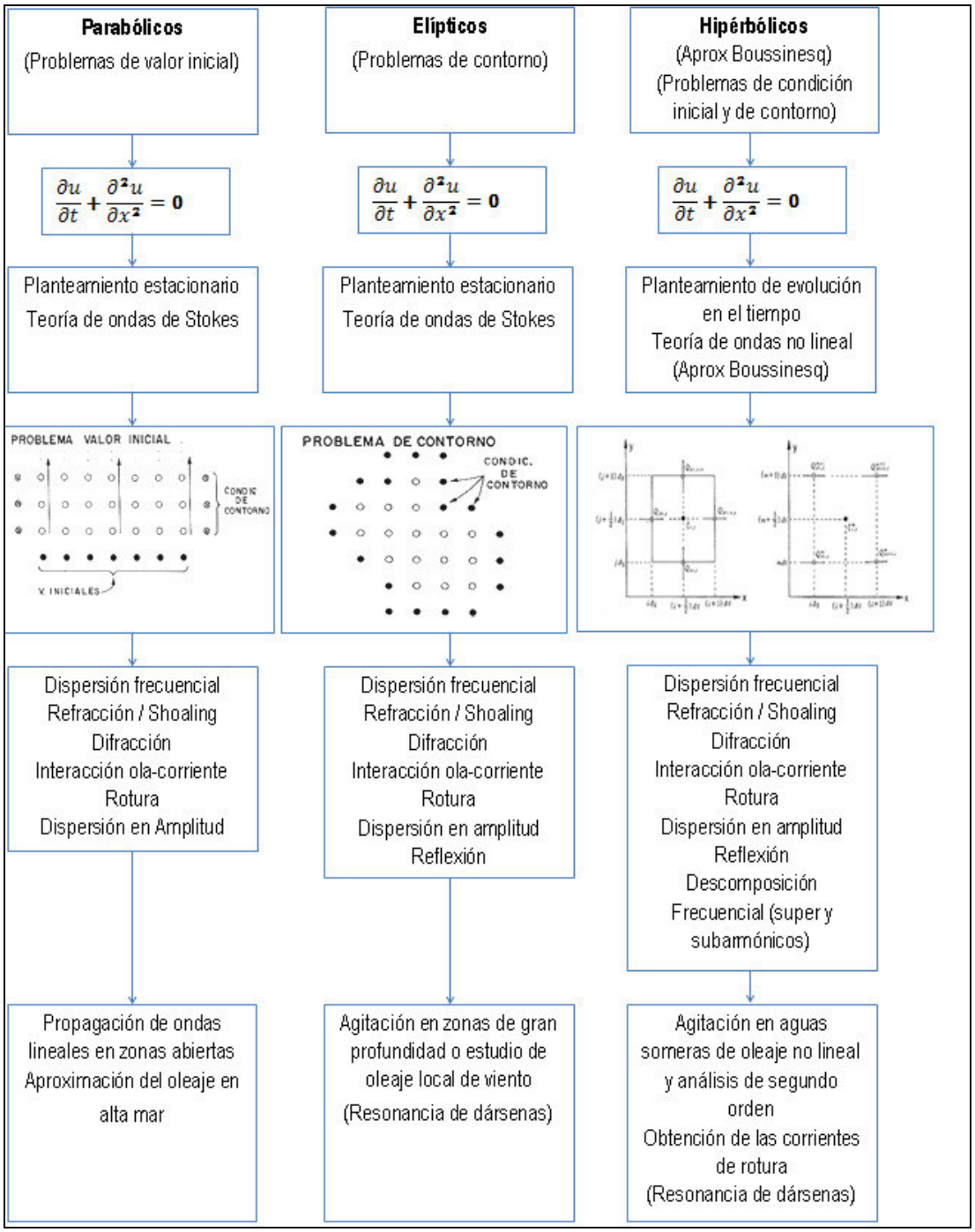
Figura 2.5.1-49: Diagrama de modelos de oleaje



Fuente: Diapositiva n°4 (Quezada Labra, 2010)

Complementario a lo expuesto anteriormente, los modelos pueden ser parabólicos, elípticos o hiperbólicos. Cada uno con sus correspondientes características y limitaciones, estas se plantean en la siguiente figura.

Figura 2.5.1-50: Esquema modelo parabolico



Fuente: Diapositiva “Modelos de transferencia de oleaje” (Quezada Labra, 2010)

2.5.1.6.1.1 MODELOS QUE RESUELVEN LA FASE

Los modelos que resuelven la fase, basados en las ecuaciones no estacionarias de conservación de la masa y cantidad de movimiento integradas en vertical, son usados para condiciones de oleaje muy variables en dominios pequeños y generalmente no consideran generación ni disipación de energía (Ris, 1997; Massel, 1996; Monbaliu et al., 2000), teniendo en consideración que existen algunos modelos comerciales que si lo consideran, siendo una de las principales ventajas su buena simulación de los procesos de difracción y refracción. La aplicación de los modelos que resuelven la fase se limita a áreas relativamente pequeñas (órdenes de kilómetros) (Guisado et. al., 2010)

Se encuentran los modelos basado en la ecuación de la pendiente suave (Berkhoff, 1972) y su versión parabólica de Radder (1979) y elíptica, y los basados en las aproximaciones de Boussinesq (Peregrine, 1967, Madsen y Sørensen, 1992).

a) El modelo REF/DIF, desarrollado por Kirby y Dalrymple (1983) a partir de la transformación del modelo lineal parabólico de refracción y difracción de Radder (1979). Está basado en la ecuación de la pendiente suave (Mild Slope equation) que es una ecuación para el estudio de ondas propagándose por fondo suavemente variable, basada a su vez en la teoría lineal de ondas, y que simula conjuntamente los efectos de la refracción y la difracción sobre una batimetría variable. Los datos de entrada del modelo son un "*grid*" con datos batimétricos, y las condiciones del oleaje (altura y dirección de las olas en las condiciones de contorno, el periodo de ola en segundos, las mareas (opcional) y la amplitud de las olas). La principal desventaja es que se necesitan 5 datos de longitud de onda para resolver una ola, y por tanto, dada la densidad de datos REF/DIF normalmente se aplica a regiones pequeñas (del orden de kilómetros). Otra desventaja es que no modela campos de olas crecientes (Andrew, 1999).

b) El Modelo REFRAC basado en la conservación del momento y que fue desarrollado en la década de los 80 a partir de la aproximación hiperbólica de la ecuación de la pendiente suave; se trata de un modelo numérico explicito que permite estimar la refracción y peraltamiento de oleaje lineal sobre batimetría regular e irregular, incluyendo el efecto de la interacción ola-corriente. Puede ser usado en grandes áreas de más de 100 km porque requiere muy pocos datos de entrada, siendo la principal desventaja su incapacidad para simular efectos de difracción, reflexión e interacción no lineales ola-ola.

c) Los modelos basados en las ecuaciones y aproximación de Boussinesq, se basan en la ecuación de continuidad y conservación del momento de inercia para ondas de superficie libre en aguas poco profundas, modelando la propagación de ondas

desde profundidades indefinidas hasta reducidas. Son muchas las aproximaciones que se ha llevado a cabo a partir de las ecuaciones de Boussinesq lo que ha dado lugar a una número de modelos que simulan los procesos más representativos que sufren las olas en las proximidades de la costa: BOUSS 2D (Nwogu y Demirbilek, 2001) y FUNWAVE 2D (Wei et al., 1995) y COULWAVE (Lynett y Liu, 2004).

d) El modelo MIKE 21 (BW), desarrollado por Madsen y Sørensen (1992), es uno de los modelos tipo Boussinesq más utilizados y es capaz de simular flujos no estacionarios en dos dimensiones. A diferencia de otros modelos basados en las ecuaciones de Boussinesq, modela la propagación de olas por la acción del viento desde aguas profundas a aguas someras sobre una batimetría variable teniendo en cuenta los fenómenos de refracción, difracción, reflexión y las interacciones no lineales entre olas. Los datos de entrada del modelo son la batimetría, tipo de modelo y ecuaciones, parámetros numéricos, tipo de contorno, ciclos de tiempo y longitud de la simulación. Los datos de calibración son las condiciones iniciales y de contorno, los datos sobre generación de oleaje, rotura de ola, fricción de fondo, movimiento de la línea de costa, datos sobre reflexión y transmisión parcial de oleaje, y absorción de oleaje. La principal desventaja es que requiere varios datos de entrada para resolver la ecuación de olas y por esto solo son aplicables en pequeñas regiones costeras, además no simula la disipación de energía.

2.5.1.6.1.2 MODELOS QUE PROMEDIAN LA FASE

Los modelos promediados en la fase, se basan en la conservación de la energía espectral, y asumen que las propiedades de las olas varían lentamente a escala de longitud de onda. Consideran los fenómenos de generación, disipación de energía y las interacciones no lineales en los que la superficie del mar es descrita por un espectro de energía (Bolaños, 2004). Además no precisan una resolución tan pequeña como los modelos que resuelven la fase y pueden ser aplicados en áreas mayores (Guisado et. al., 2010).

Los modelos de promediado de fase describen el espectro de energía de la ola, y por tanto la superficie irregular del mar se describe mediante una función espectral de energía. Los modelos espectrales tuvieron su desarrollo entre los años 50 y 60, con los importantes avances introducidos por el concepto de espectro de ola de Pierson y Moskowitz (1964), siendo el trabajo de Gelci et al. (1956) los primeros en introducir el concepto de la ecuación de transporte espectral. Los modelos espectrales resuelven la ecuación de balance de energía teniendo en cuenta durante la evolución del espectro de ola en aguas someras, el efecto de profundidad, refracción, fricción con corrientes y

fondo, el crecimiento y decaimiento de la energía de ola y las interacciones no lineales entre ellas.

Dependiendo de como se resuelva numéricamente esta ecuación, y la evolución teórica y experimental en la estimación de los términos que componen las fuentes o los sumideros de energía, los modelos espectrales se clasifican en primera, segunda o tercera generación, en función de las mejoras impuestas con respecto a las limitaciones del anterior.

a) Los modelos de primera generación no incluyen el efecto de las interacciones no lineales entre olas, sobreestiman la acción del viento y subestiman la fuerza de transferencia no lineal casi en un orden de magnitud (WAMDI Group, 1988), siendo un ejemplo de este tipo de modelos el VENICE (Cavaleri y Rizzoli, 1981) para aguas someras.

b) Los modelos de segunda generación, a pesar de incorporar las interacciones no lineales mediante la parametrización y mediante la utilización del espectro de JONSWAP, sufren limitaciones en la transferencia no lineal de energía y no se comportan bien en condiciones extremas de vientos rápidamente variables.

c) En los modelos de tercera generación no se impone una forma definida del espectro y, tanto la ecuación de transporte de energía, como los términos no lineales se calculan completamente. Algunas de las ventajas que presentan estos modelos son que permiten observar la evolución en el espacio y el tiempo del espectro de frecuencias y la altura de la ola significante (Hs), lo cual los hace más precisos, además mejoran, con respecto a los predecesores, la simulación en la transferencia de energía de mar de viento a mar de fondo. El primer modelo, WAM (Wave Model) fue desarrollado y publicada por el grupo WAMDI (Wave Model Development and Implementation) en 1988, siendo actualmente uno de los más utilizados ya que ha sido extensivamente testeado a escala global y mares confinados y acoplado a los modelos meteorológicos. Entre los modelos de tercera generación más utilizados por la comunidad científica se encuentran, además del WAM, el WAVEWATCH III (Tolman, 1991) y el TOMAWAC (Benoit et al., 1996) para aguas profundas y SWAN (Booij et al., 1999; Ris et al., 1999), STWAVE (Simth et al., 2001) y MIKE21 Spectral Wave (SW) (DHI, 2005) para aguas someras.

d) SWAN (Simulating WAves Nearshore) modelo espectral de tercera generación, euleriano, no estacionario y promediado en la fase, desarrollado por la Universidad de Delft para la predicción de olas de viento bajo condiciones de limitación de fetch y profundidad bajo condiciones estacionario. Describe la evolución del espectro de

energía del oleaje teniendo en cuenta las condiciones del viento, el oleaje, corrientes y batimetrías, calculando procesos de generación, disipación e interacciones no lineales. Las principales ventajas son que modela la geometría, propagación y los procesos que sufren las olas en el viaje desde el área de generación hasta la costa, se pude acoplar con modelos meteorológicos y ha sido ampliamente validado tanto empíricamente como en laboratorio. Los datos de entrada del modelo necesarios son el grid de batimetría de la zona y los datos climáticos de oleaje, que pueden ser datos paramétricos de ola (altura, periodo y dirección) y de viento (dirección y velocidad), y datos espectrales de viento y campos de vientos y de olas en grids. (otros datos de entrada adicionales son el tipo y forma del espectro, valores de difracción, vegetación del fondo, tipo de whitecapping, etc.) Como el viento es la componente más importante en los modelos espectrales, datos precisos y con buena resolución sobre los campos de viento incidentes son un aspecto clave en la predicción del oleaje.

Considerando la gran variedad de modelos existentes es complejo determinar el cual de ellos es el adecuado ya que de ellos dependen las simulaciones y resultados, por tanto la validez y precisión del estudio que se realiza.

Tomando en cuenta las características presentadas para los distintos modelos de oleaje se presenta la siguiente figura, que recomienda el modelo a utilizar de acuerdo a los siguientes parámetros:

a) Ámbito de estudio

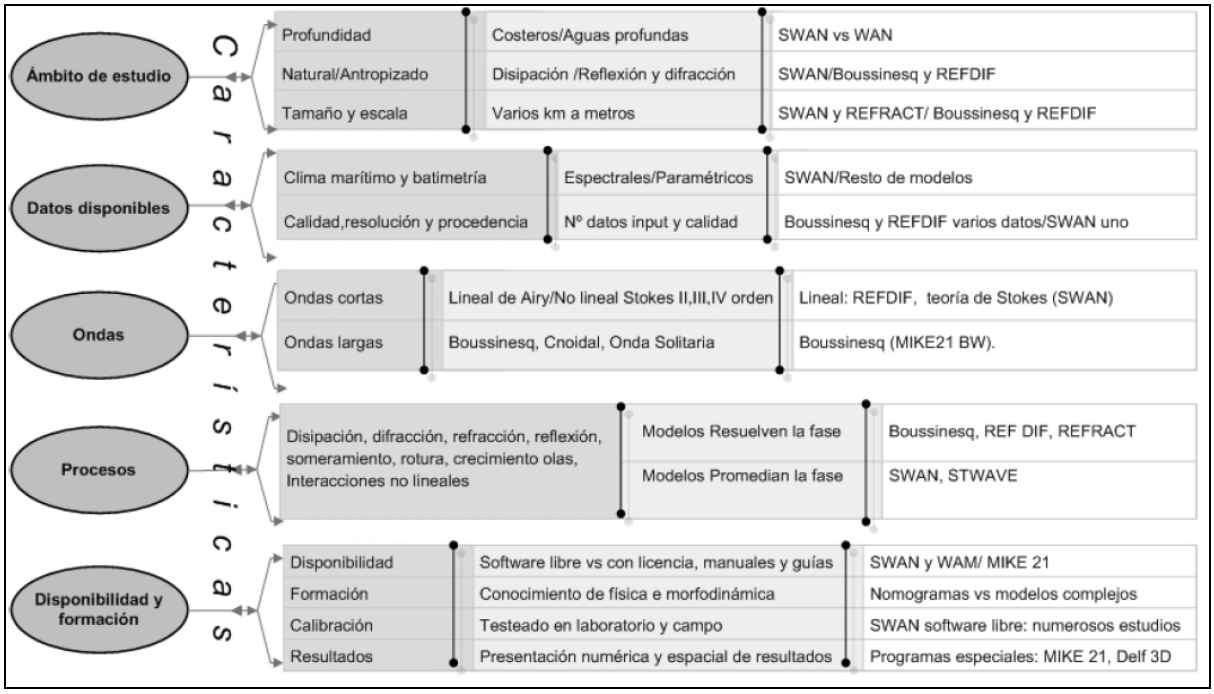
b) Datos disponibles

c) Ondas

d) Procesos

e) Disponibilidad y formación

Figura 2.5.1-51: Aspectos a considerar en la elección del modelo de propagación de oleaje

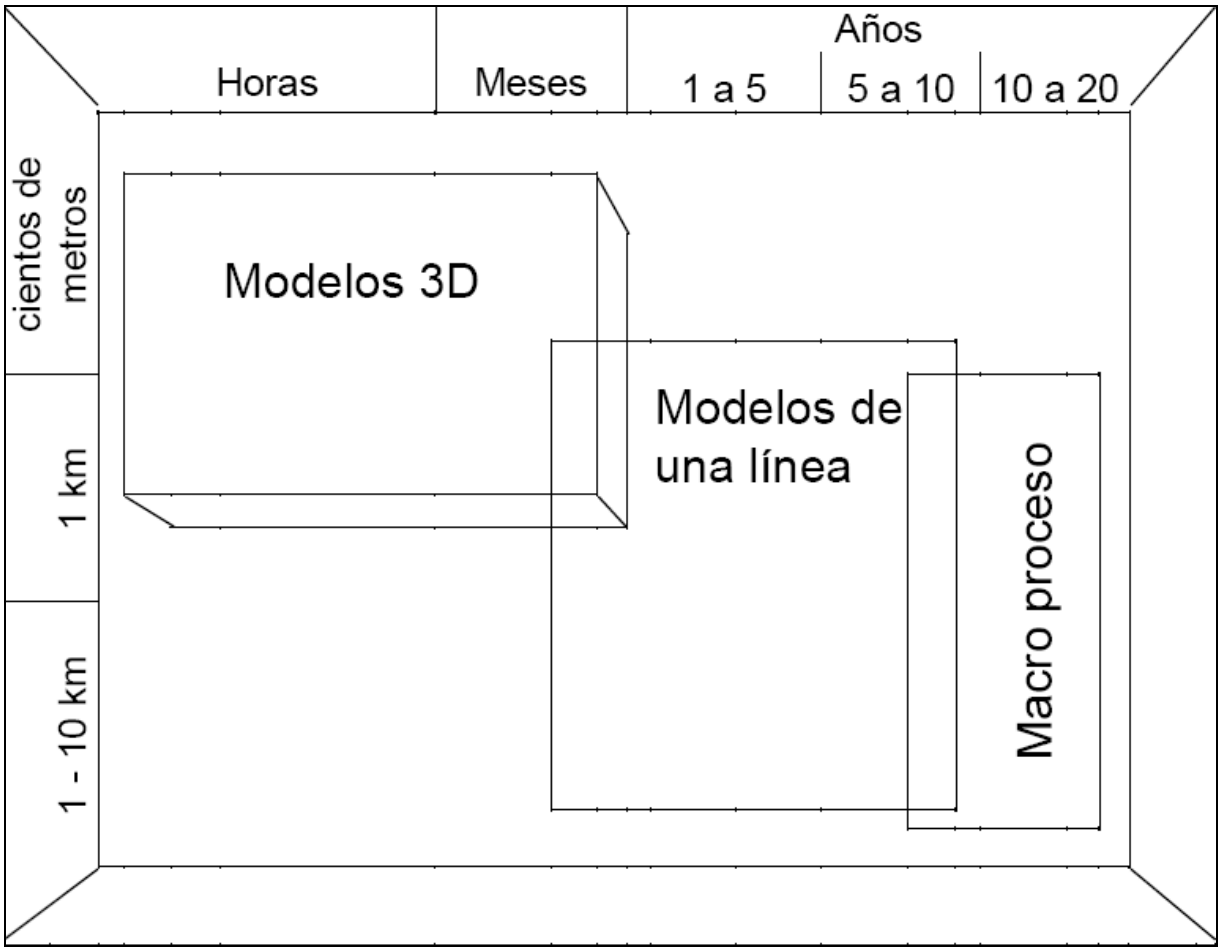


Fuente: Los modelos de propagación de oleaje, simulación morfodinámica y las TIG (Guisado et al, 2010)

2.5.1.6.2 MODELOS DE MORFOLOGÍA COSTERA

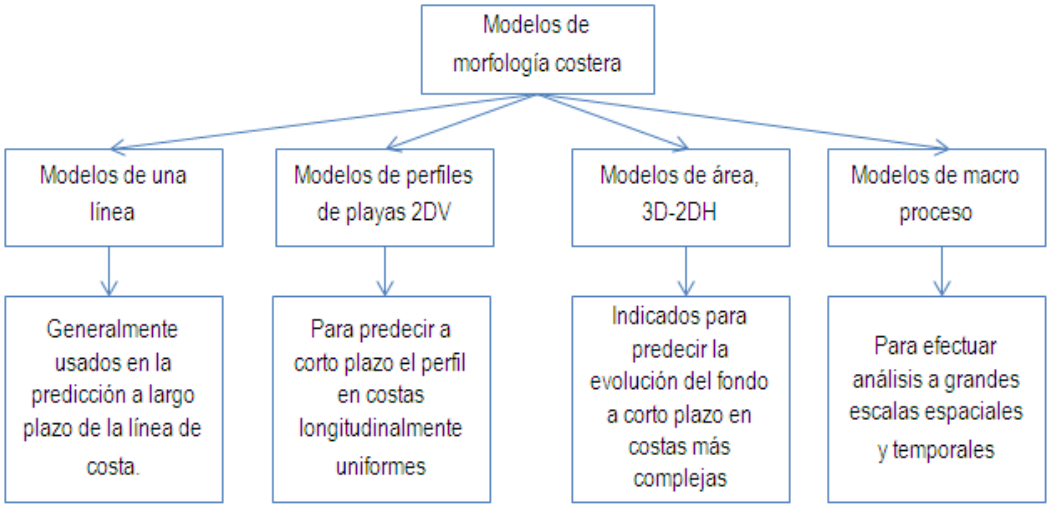
En la evolución de la zona costera participan procesos con distintas escalas de trabajo debidas a la complicada interacción entre la morfología costera y los distintos procesos físicos que tienen lugar en la zona. Esto produce cambios con múltiples escalas espacio-temporales, que hacen necesaria una reducción de la escala a un nivel operativo, que integre el fenómeno a pequeña escala y rechaza otros fenómenos sin influencia significativa para el sistema. Todo esto, da lugar a diversos modelos prácticos, que pueden ser de corto, medio o largo plazo, aplicados a las características locales: perfil de playa, líneas de costa e incluso a grandes áreas costeras.

Figura 2.5.1-52: Aplicación de los modelos de evolución costera según sus escalas

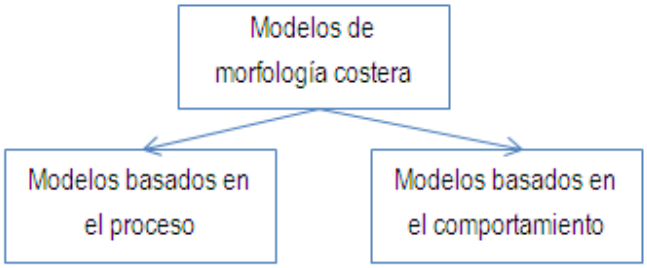


Fuente: Adaptación de Krauss (1989)

De acuerdo a la figura anterior, los modelos de morfología pueden ser clasificados en función de sus características de escala tiempo-longitud, siendo lo más usual lo que plantea la siguiente figura:



Desde otro punto de vista, los modelos de evolución de costas, también pueden clasificarse según su concepto de modelización en dos categorías:



Los modelos basados en el proceso tienen una descripción detallada de todos los procesos relevantes mediante la implementación de una cantidad de sub modelos que representan:

a) Propagación de oleaje.

b) Corrientes de mareas, viento, olas, gradientes de presión, gradientes de densidad, etc.

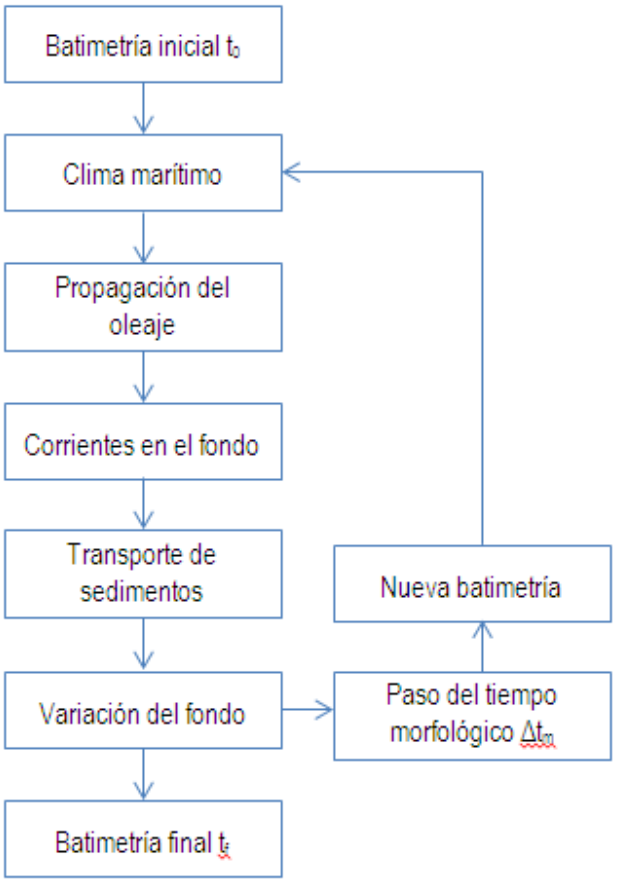
c) Tasas de transporte de sedimentos.

d) Cambios en el nivel del fondo.

Estos sub modelos se combinan y entrelazan entre si, creando un sistema dinámico.

Por otro lado, los modelos basados en el comportamiento describen el comportamiento de las características morfológicas usando expresiones relativamente simples que representen el fenómeno en su más amplia escala de interés.

La mayoría de los modelos morfodinámicos son basados en los procesos y constan de una serie sub modelos según se enunció en el párrafo precedente. Al combinar el resultado de estos componentes, se genera un sistema dinámico, donde la evolución del fondo actúa como el elemento que relaciona, mediante información hidrodinámica y de propagación, el resto de componentes. Esto se ejemplifica en la siguiente figura, que plasma el dinamismo propio del proceso.



Según De Vriend (1987), la mayoría de los modelos matemáticos en morfología costera siguen un procedimiento computacional similar al de la figura previa, que consta de dos pasos ejecutados alternativamente:

un primer paso en el que, manteniendo la forma del fondo fija, se calculan las corrientes de agua y los movimientos de sedimento

un segundo paso donde se calcula el cambio en el nivel del lecho mientras el resto de variables permanecen invariantes.

A pesar de la utilidad de los resultados obtenidos, es importante conocer sus limitaciones, de las que depende la fiabilidad del modelo. Los errores y las incertidumbres en este tipo de predicción hidromorfodinámica provienen del uso de expresiones o formulaciones incompletas o imprecisas de los procesos, el uso de métodos inválidos en la situación o errores en las medidas de calibrado y validación.

Desde el primer modelo de morfodinámica costera conocido hasta ahora, ha habido una evolución importante en lo que se refiere a la computación, llegándose a modelos más sofisticados que permiten una mejor descripción de los problemas de ingeniería costera. Y además, los nuevos modelos ya están preparados para trabajar juntos, a fin de poder simular las complejas interacciones entre procesos y predecir el resultado.

Desafortunadamente, existen todavía muchos defectos en la modelización numérica de la morfodinámica costera. Hay fenómenos que siguen sin entenderse bien a pesar de la influencia que pueden llegar a tener, y también quedan sin resolver muchos problemas numéricos sobre la estabilidad y la precisión del proceso de interacción. De todos modos, el mayor problema es la escasez de conocimiento en los procesos de interacción morfodinámica.

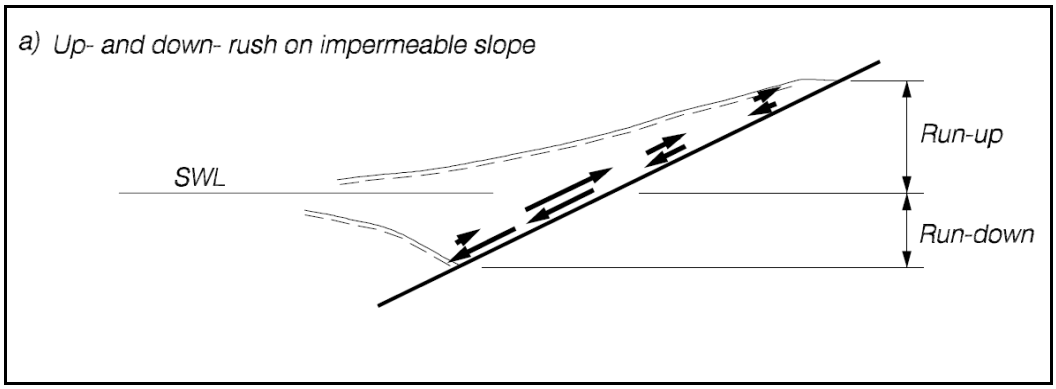
2.5.2 CRITERIOS GENERALES

2.5.2.1 CRITERIOS HIDRÁULICOS: RENDIMIENTO O RESPUESTA HIDRÁULICA DE LA ESTRUCTURA

2.5.2.1.1 RUN-UP Y RUN-DOWN

Las olas generadas por viento, tienen períodos que provocan que rompan en casi todas las estructuras en talud. La rotura del oleaje genera run-up (*Ru*) y run-down (*Rd*), que son la elevación máxima y la elevación mínima, respectivamente, medida desde el nivel de agua (*SWL*: Still-Water-Level), como se ve en la Figura 2.5.2-1. La figura expone además, las diferencias entre los vectores de velocidad del flujo a lo largo de una pendiente impermeable y lisa, en el ciclo de una ola.

Figura 2.5.2-1: Esquema Run-up y Run-down pendiente impermeable

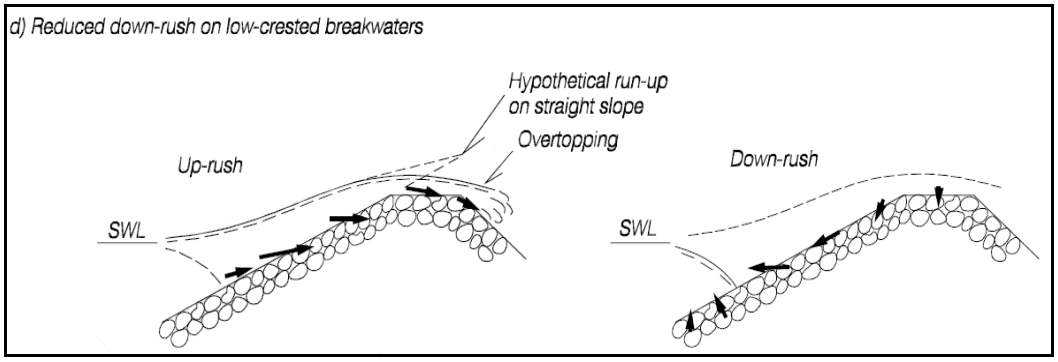


Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-1a (Burcharth 1993)

Tanto el run-up como el run-down, dependen de la altura e inclinación del oleaje incidente y con la ola reflejada, así como el ángulo de la pendiente, rugosidad y porosidad de la superficie. Las máximas velocidades del flujo se alcanzan cuando las pendientes tienen una alta inclinación, son lisas e impermeables.

La siguiente figura ilustra la variación de la pendiente permeable. Tanto la magnitud como la dirección de los vectores de velocidad son importantes para la estabilidad de las unidades de armadura. Generalmente, los flujos críticos se generan en torno a la zona donde se encuentra el nivel de agua (*SWL*).

Figura 2.5.2-2: Esquema Run-up y Run-down pendiente permeable



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-1b (Burcharth 1993)

2.5.2.1.1.1 NÚMERO DE IRIBARREN

El run-up y run-down en la estructura dependen del tipo de rotura del oleaje. Los tipos de rotura pueden ser identificados por el parámetro de similitud ξ (Battjes, 1974b). El parámetro ξ también se conoce como el número de Iribarren y está definido originalmente para oleaje regular como:

$$\xi_o = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_o}} \qquad (2\text{-}80)$$

Donde:

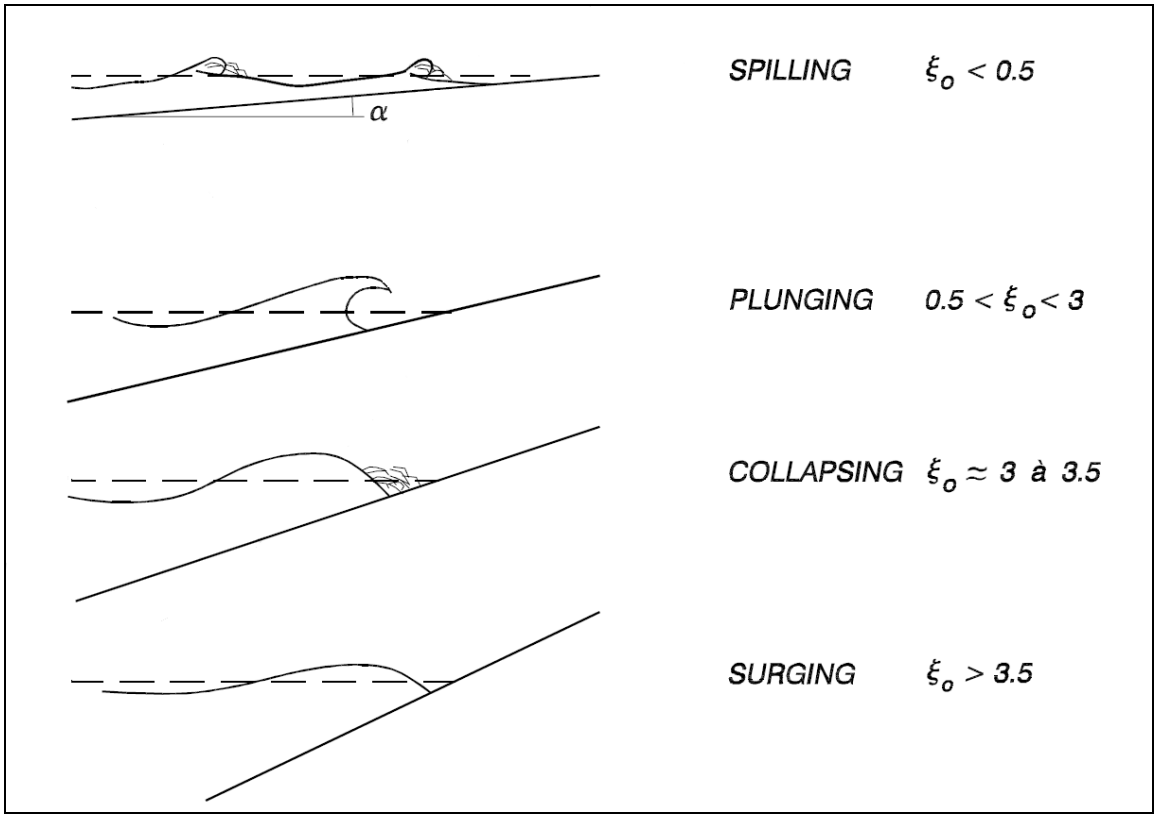
α : Ángulo de la pendiente

s_o : Peralte del oleaje en aguas profundas (H_o/L_o)

La altura de ola H_b en el punto de ruptura, en algunos casos, sustituye a H_o, en aquellos casos el parámetro es denotado como ξ_b.

Los tipos de rompiente según los valores de ξ_o en pendientes impermeables, se presentan en la Figura 2.5.2-3; los límites de transición entre un rango y otro son aproximados.

Figura 2.5.2-3: Tipos de rompiente de oleaje en pendientes impermeables según valores *ξo*



Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-1

Para oleaje irregular el número de Iribarren es definido como:

$$\xi_{om} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_{om}}} \qquad (2\text{-}81)$$

o

$$\xi_{op} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_{op}}} \qquad (2\text{-}82)$$

Donde:

$$s_{om} = \frac{H_s}{L_{om}} = \frac{2\pi}{g}\frac{H_s}{T_m^2} \qquad (2\text{-}83)$$

o

$$s_{op} = \frac{H_s}{L_{op}} = \frac{2\pi}{g}\frac{H_s}{T_p^2} \qquad (2\text{-}84)$$

H_s : Altura de ola significativa que incide en el pie de la estructura

T_m : Periodo medio de ola

T_p : Periodo de ola correspondiente al peak del espectro de oleaje

Las pendientes impermeables son aquellas que pertenecen a los diques, revestimientos y espigones, ya sea con superficies impermeables (como asfalto y hormigón) o superficies rugosas (como unidades de coraza de hormigón o roca) sobre material de núcleo.

Las pendientes permeables pertenecen, generalmente, a las estructuras en talud con capas de protección secundaria, capas de filtro y núcleo.

2.5.2.1.1.2 RUN-UP Y RUN-DOWN EN PENDIENTES IMPERMEABLES

El run-up en pendientes impermeables para oleaje irregular, puede ser formulado de la siguiente forma (Battjes 1974):

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = (A\xi + C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta \qquad (2\text{-}85)$$

Donde:

$R_{ui\,\%}$: Nivel excedido de run-up por un porcentaje i de las olas incidentes

ξ : Número de Iribarren, ξ_{om} o $\xi_{op.}$

A, C : Coeficientes que depende de ξ e I, pero en relación con la referencia de pendientes suave, lisa, impermeable, con el oleaje distribuido según Rayleigh.

γ_r : Factor de reducción por la influencia de superficies rugosas (γ_r = 1 para pendientes lisas).

γ_b : Factor de reducción por influencia de berma (γ_b = 1 cuando existe berma).

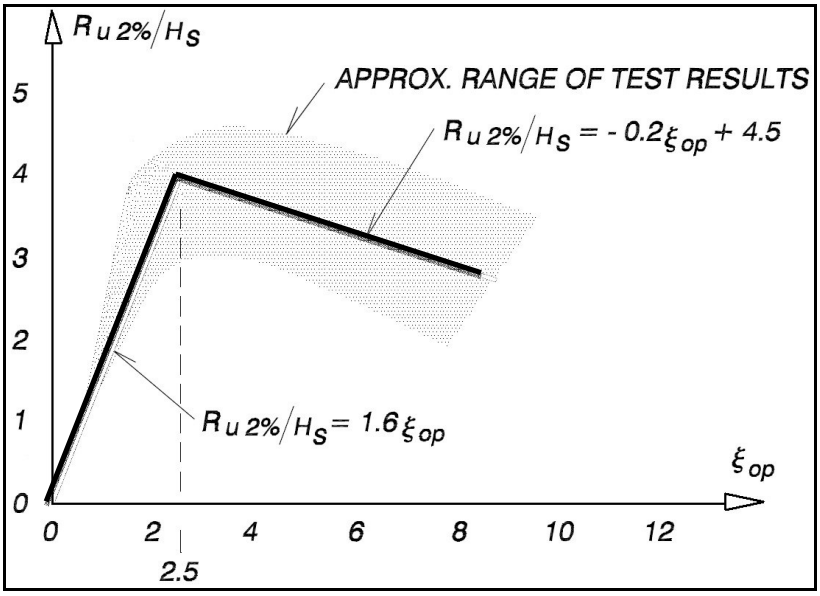
γ_h : Factor de reducción para influencia de aguas someras, donde influye en la distribución Rayleigh que representa a las alturas de olas (γ_h = 1 olas distribuidas según Rayleigh).

γ_β : Factor de influencia por el ángulo en que incide el oleaje (γ_β = 1 para oleaje que incide longitudinalmente, $\beta = 0°$).

Pendientes lisas con frentes de oleaje irregular. Van Oorschot y d'Angremond (1968), fueron ensayadas pendientes de 1:4 y 1:6, para número de Iribarren menor a 1,2. Ahrens (1981ª) investigó pendientes entre 1:1 y 1:4 para números de Iribarren mayor a 1,2.

La siguiente figura muestra el rango de los resultados de la prueba y ajuste de la ecuación de run-up, para un 2% de excedencia. La dispersión que se presenta cuando el número de Iribarren es mayor que 1,2 es probable que contenga una muestra de sólo 100 a 200 olas.

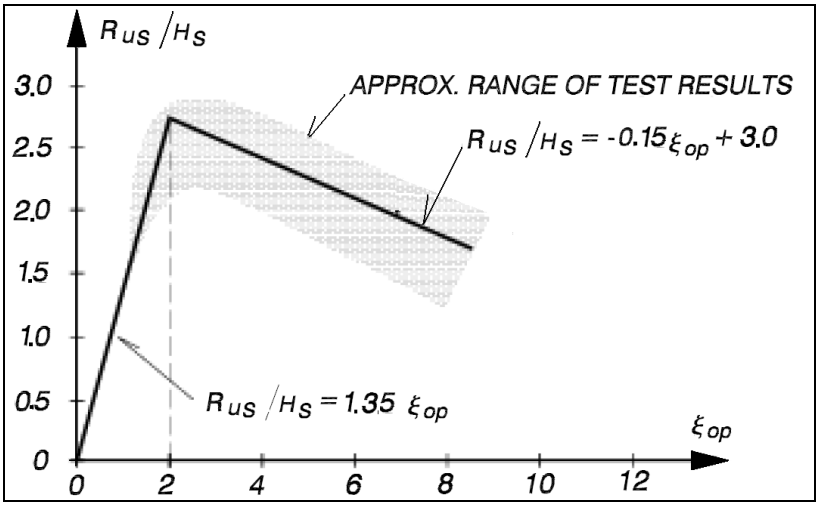
Figura 2.5.2-4: $R_{u2\%}$ para oleaje de frente en pendientes lisas



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-3, (Ahrens 1981a) y (Van Oorschot & d'Angremond 1968)

El run-up significativo (excedido el 33% del tiempo) se muestra en la Figura 2.5.2-5, este no contiene datos para $\xi_{op} < 1,2$. El coeficiente de variación puede ser aproximadamente 0,1.

Figura 2.5.2-5: Run-up significativo en pendientes lisas con oleaje que incide de frente



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-4, (Ahrens 1981a)

Los coeficientes *A* y *C* junto con las estimaciones del coeficiente de variación Ru se entregan en la siguiente figura. Cabe señalar que los datos que figuran en Allsop et al. (1985) mostraron niveles de run-up considerablemente más pequeños que los que se entregan aquí.

Tabla 2.5.2-1: Coeficientes A y C

ξ	R_u	ξ-Limits	*A*	*C*	σ_{Ru}/R_u
ξ_{op}	$R_{u2\ percent}$	$\xi_p \le 2{,}5$	1,60	0,0	≈ 0,15
		$2{,}5 < \xi_p < 9$	-0,20	4,5	
	R_{us}	$\xi_p \le 2{,}0$	1,35	0,0	≈ 0,10
		$2{,}0 < \xi_p < 9$	-0,15	3,0	

Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-2, (Ahrens 1981a)

Generalmente, menos son los datos experimentales disponibles para run-down. El run-down correspondiente al 2% de excedencia para una pendiente lisa e impermeable puede ser estimado como:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = \begin{cases} 0.33\xi_{op} & para \quad 0 < \xi_{op} \le 4 \\ 1.5 & para \quad \xi_{op} > 4 \end{cases} \qquad (2\text{-}86)$$

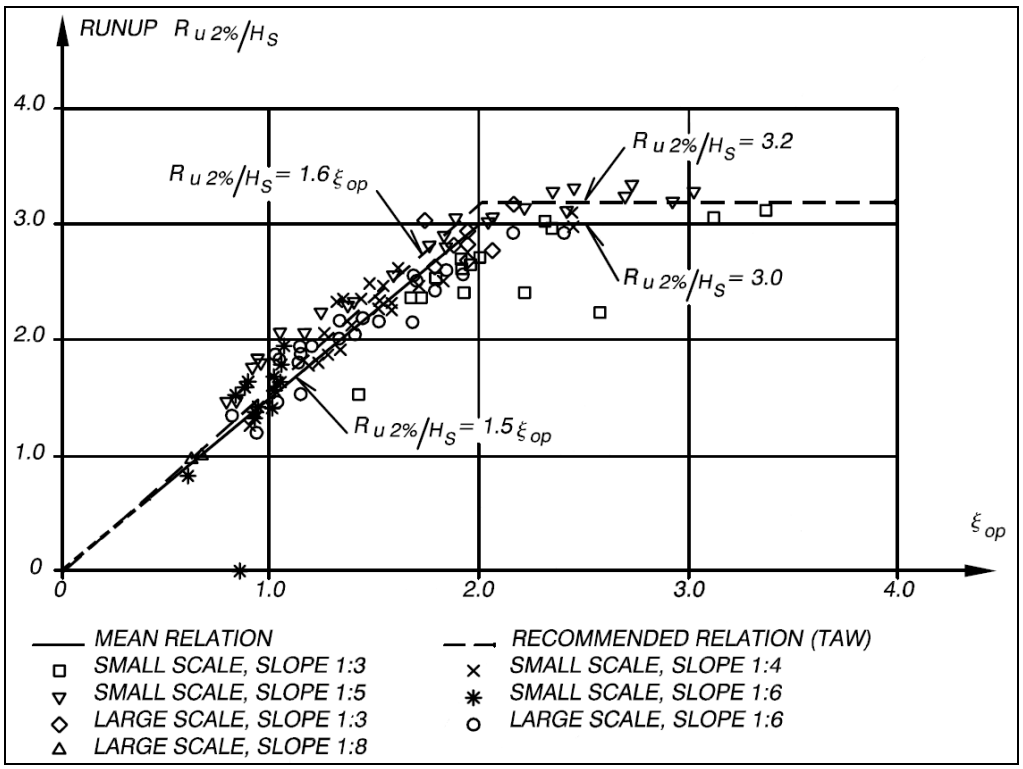
La publicación holandesa “Slope Revetments of Placed Blocks” (Rijkswaterstaat, 1990) entregó la siguiente formulación para run-down en revestimientos lisos de bloques de hormigón:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 0.5\xi_{op} - 0.2 \qquad (2\text{-}87)$$

Otro conjunto de datos de frentes de olas en pendientes lisas, es presentado por Waal & van der Meer (1992). Los casos a corta escala se utilizaron con pendientes 1:3, 1:4, 1:5 y 1:6; y de larga escala con pendientes de 1:3, 1:6 y 1:8. El rango del número de Iribarren para ensayos de corta escala va desde 0,6 a 3,4; y de larga escala entre 0,6 y 2,5.

Los resultados se entregan en la siguiente figura y fueron ocupados por Waal & van der Meer (1992) y por van der Meer & Janssen (1995) para referencia y evaluación de la fórmula de run-up y run-down.

Figura 2.5.2-6: Run-up 2 % para pendientes lisas en oleaje de frente



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-5, (Waal & van der Meer 1992)

La relación media está representada por la línea continua en la Figura 2.5.2-6 y está representada por la expresión:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = \begin{cases} 1.5\xi_{op} & para \quad 0.5 < \xi_{op} \le 2 \\ 3 & para \quad 2 < \xi_{op} < [3-4] \end{cases} \qquad (2\text{-}88)$$

La línea punteada incluye un pequeño factor de seguridad. Esta relación es recomendada para el diseño por el "Technical Advisory Committee on Water Defence" de Holanda.

Basado en un algún set de datos reducidos comparado con la figura anterior, la incertidumbre de la ecuación anterior es descrita por van der Meer (1992), asumiendo el factor 1,8 como una variable estocástica con una distribución normal y un coeficiente de variación de 0,085.

El run-up es influenciado por la rugosidad de la superficie. El valor original de γ_r fue entregado en publicaciones holandesas y en el *Shore Protection Manual* ha sido actualizado en base a ensayos de gran escala y con oleaje aleatorio. Estos factores se entregan en la siguiente figura. Los nuevos valores de γ_r son propuestos por Waal & van der Meer (1992) y son válidos para valores del número de Iribarren que estén entre 1 y 3,4. Para valores mayores al límite superior, se irá incrementando lentamente hasta alcanzar el valor de 1.

Figura 2.5.2-7: Factor de reducción por rugosidad de la superficie

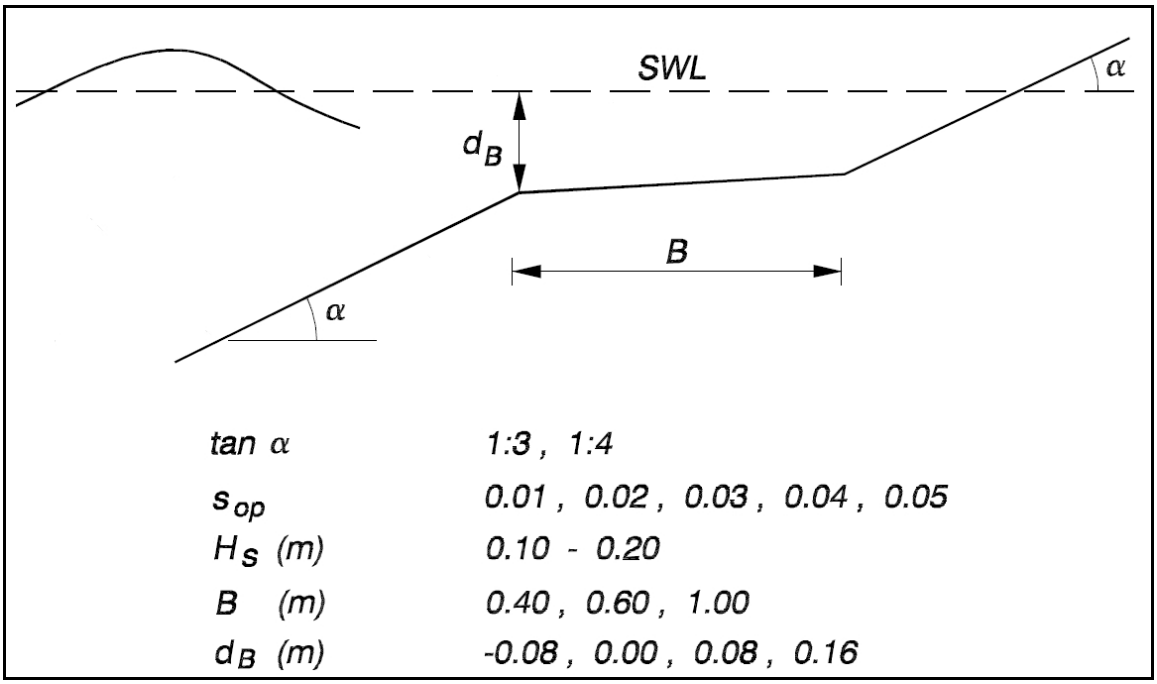
Table VI-5-3
Surface Roughness Reduction Factor γ_r in Equation VI-5-3, Valid for $1 < \xi_{op} < 3$-4

Type of Slope Surface			γ_r
Smooth, concrete, asphalt			1.0
Smooth block revetment			1.0
Grass (3 cm length)			0.90 - 1.0
1 layer of rock, diameter D, (H_s/D = 1.5 - 3.0)			0.55 - 0.6
2 or more layers of rock, (H_s/D = 1.5 - 6.0)			0.50 - 0.55
Roughness elements on smooth surface (length parallel to waterline = ℓ, width = b, height = h)			
Quadratic blocks, $\ell = b$			
h/b	b/H_s	area coverage	
0.88	0.12 - 0.19	1/9	0.70 - 0.75
0.88	0.12 - 0.24	1/25	0.75 - 0.85
0.44	0.12 - 0.24	1/25	0.85 - 0.95
0.88	0.12 - 0.18	1/25 (above SWL)	0.85 - 0.95
0.18	0.55 - 1.10	1/4	0.75 - 0.85
Ribs			
1.00	0.12 - 0.19	1/7.5	0.60 - 0.70

Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-3

La existencia de una berma influencia el run-up. Un programa de pruebas de "Delft Hydraulics" fue diseñado para aclarar la influencia de una berma horizontal o casi horizontal en el run-up. La siguiente figura entrega los rangos de los perfiles testeados y los estados de mar.

Figura 2.5.2-8: Parámetros en programa de prueba Delft Hydraulics para bermas



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-6

Según Waal & van der Meer (1992) el efecto de la berma puede ser considerado de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = \begin{cases} 1{,}5 \cdot \xi_{op}\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta = 1{,}5 \cdot \xi_{eq}\gamma_r\gamma_h\gamma_\beta & \text{para } 0{,}5 < \xi_{eq} \leq 2 \\ 3{,}0\gamma_r\gamma_h\gamma_\beta & \text{para } \xi_{eq} > 2 \end{cases} \quad (2\text{-}89)$$

Donde ξ_{eq} es el número de Iribarren de oleaje en rompiente basado en la equivalencia de pendientes, según la Figura 2.5.2-9.

El factor γ_b es definido según la ecuación:

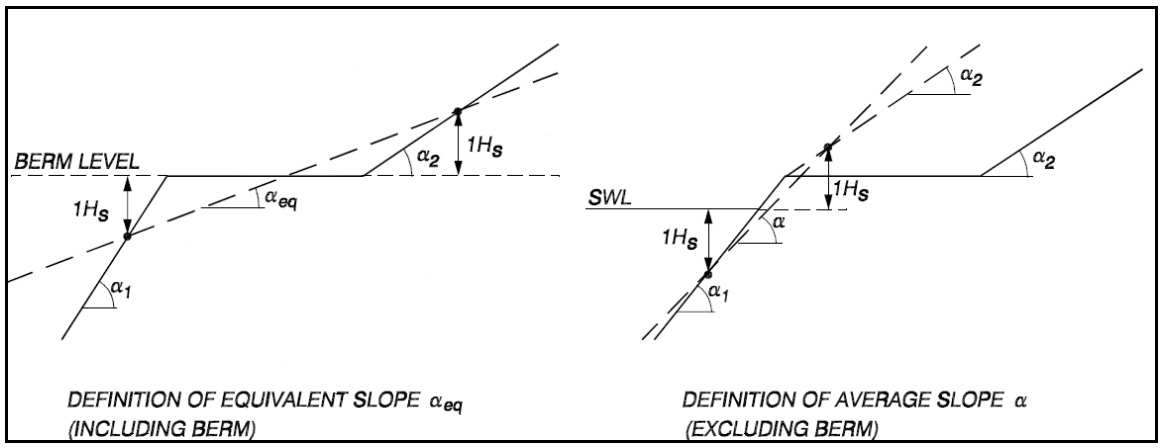
$$\gamma_b = \frac{\xi_{eq}}{\xi_{op}} = 1 - r_B(1 - r_{dB}) \qquad 0.6 \le \gamma_b \le 1.0 \tag{2-90}$$

Donde

$$r_B = 1 - \frac{\tan(\alpha_{eq})}{\tan(\alpha)} \tag{2-91}$$

$$r_{dB} = 0.5\left(\frac{d_B}{H_s}\right)^2 \qquad 0 \le r_{dB} \le 1 \tag{2-92}$$

Figura 2.5.2-9: Definición de α_{eq} y α en la ecuación de r_{dB}



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-7

La influencia de la berma puede no ser considerada cuando la superficie de la berma horizontal está posicionada a más de *Hs*√2 por debajo del *SWL*.

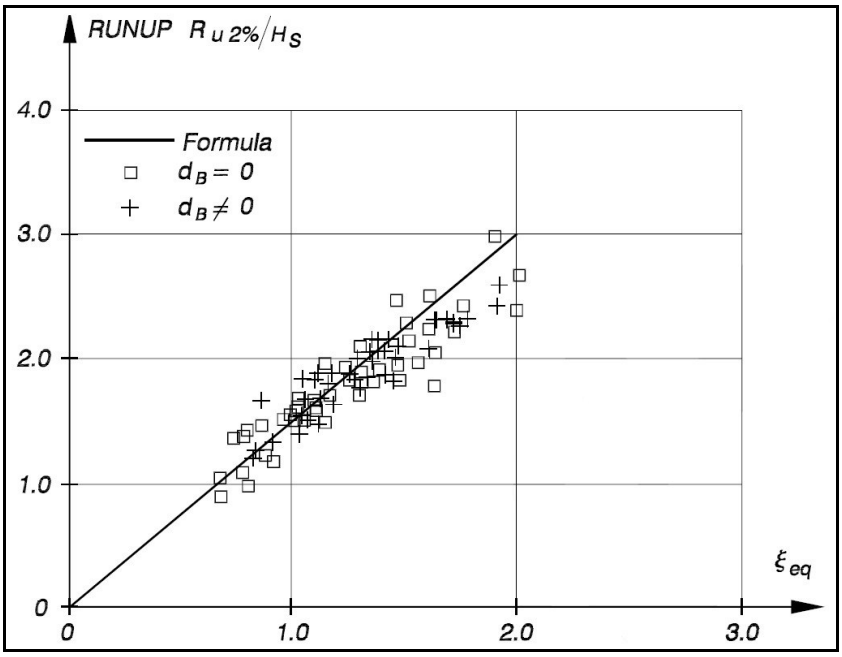
Si la superficie de la berma se encuentra más alto que *dB*= *Hs*√2 por encima del *SWL*, entonces el run-up puede ser obtenido cómo:

$$R_{u2\%} = d_B \qquad si \quad \frac{B}{H_s} \geq 2 \tag{2-93}$$

La berma es más efectiva cuando está al mismo nivel que el *SWL* (d_B=0). El ancho óptimo (B) es cuando el factor de reducción γ_b es igual a 0,6 y puede ser determinada con la fórmula (2-90)

El uso de ξ_{eq} en las ecuaciones es evaluado en la siguiente figura. Es la base del programa de pruebas entregado en la antepenúltima figura, lo que implica $\gamma_r = \gamma_h = \gamma_\beta = 1$.

Figura 2.5.2-10: Evaluación del uso de ξ_{eq} para considerar en la influencia de la berma



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-8

a) Influencia de aguas someras: En la ecuación presentada de run-up se considera como altura de ola a aquella *Hs* que está definida en aguas profundas en condiciones donde el oleaje puede ser ajustado a una distribución Rayleigh. En algunos casos donde las olas rompen antes de llegar a la estructura, el oleaje no se distribuye según Rayleigh, en esos casos según Waal & Van der Meer, el factor de influencia puede ser estimado como:

$$\gamma_h = \frac{H_{2\%}}{1.4 H_s} \qquad (2\text{-}94)$$

Donde la altura de ola representativa es la específica para la profundidad al pie de la estructura.

b) Influencia del ángulo de incidencia del oleaje: La incidencia del oleaje influencia el *run-up*. Se realizan ensayos de run-up en pendientes lisas en "Delft Hydraulics" que se especifican en la siguiente figura, que entregan las variaciones de factor de influencia γ_β que se entrega en la siguiente ecuación y en la subsiguiente figura.

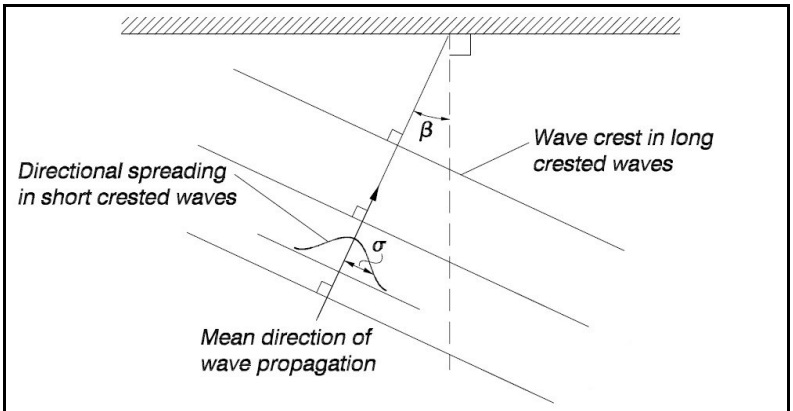
Ondas largas

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1{,}0 & \text{para } 0° \le \beta \le 10° \\ \cos(\beta - 10) & \text{para } 10° \le \beta \le 63° \\ 0{,}6 & \text{para } \beta > 63° \end{cases} \qquad (2\text{-}95)$$

Ondas cortas

$$\gamma_\beta = 1 - 0{,}0022\beta \qquad (2\text{-}96)$$

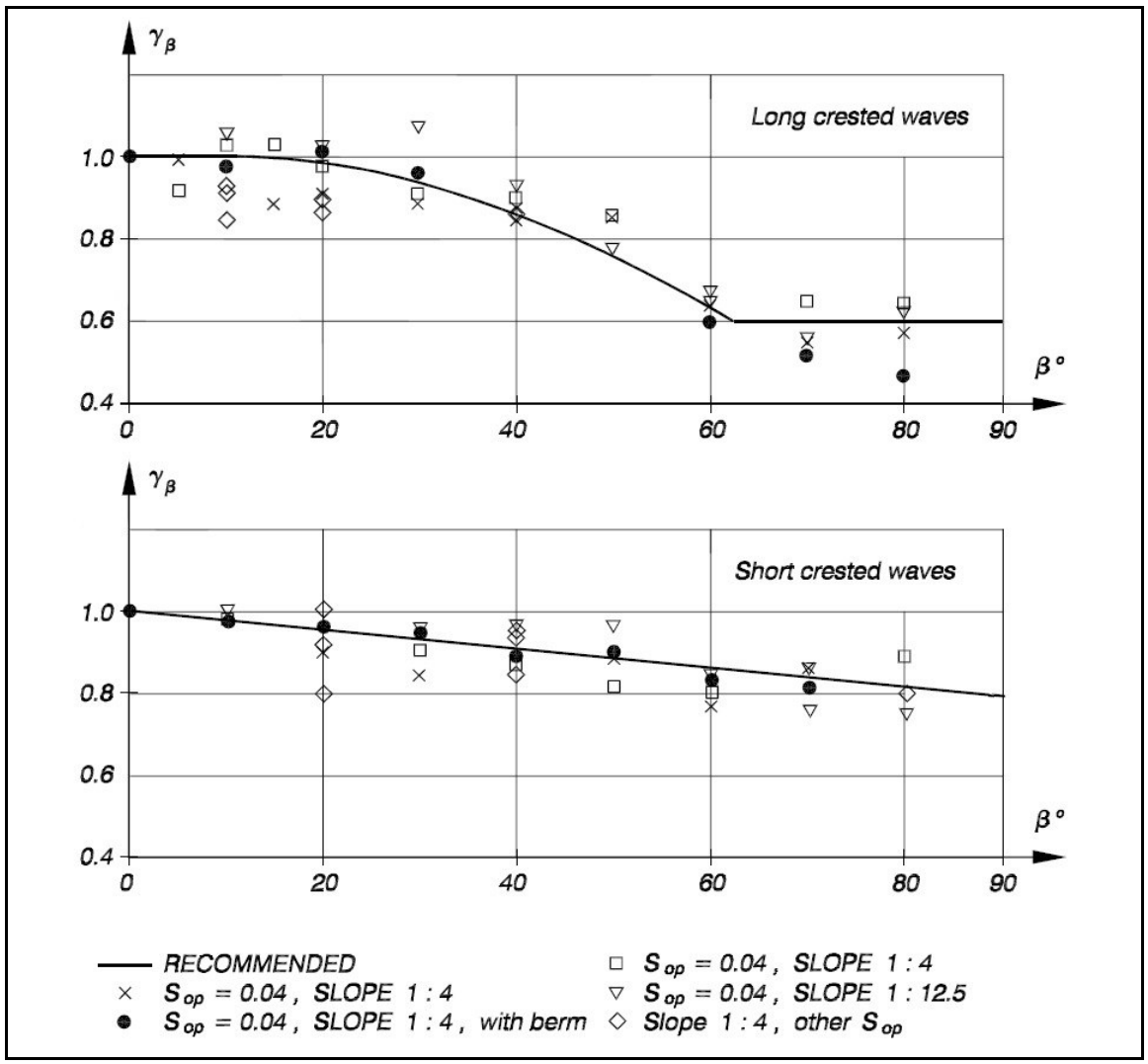
Figura 2.5.2-11: Ensayo de run-up en pendientes lisas, conducidos por Delft Hydraulics, Waal & Van der Meer (1992)



tan α	1 / 2.5		1 / 4		1/4 with berm				
s_{op}	0.01		0.02		0.03		0.04		0.05
H_s (m)	0.06		0.12						
β°	0	10	20	30	40	50	60	70	80
σ°	0	12	25	32	45				

Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-9

Figura 2.5.2-12: Influencia del ángulo de incidencia β según estudios conducidos por Delft Hydraulics, Waal & Van der Meer (1992)



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-10

"Delft Hydraulics" desarrolló una serie de ensayos para distintos casos para el cálculo de run-up; tanto para pendientes permeables como impermeables, los que se presentan en la Tabla 2.5.2-2.

Tabla 2.5.2-2: Test program (van der Meer, 1988)

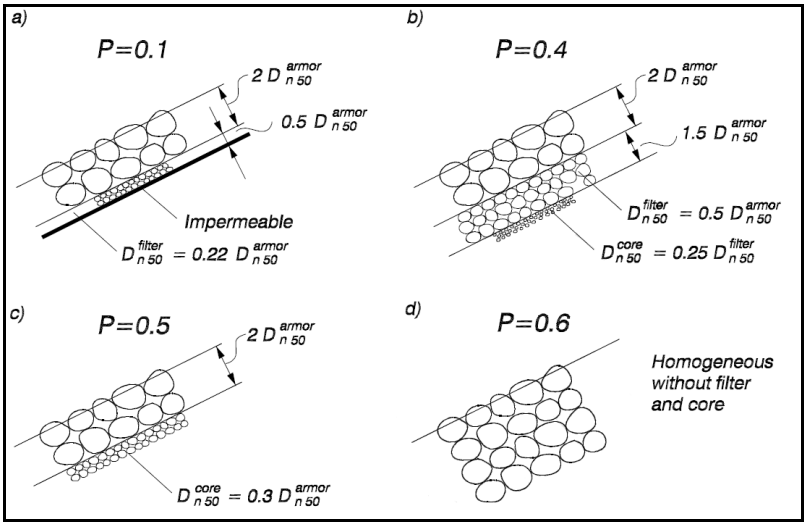
Slope Angle cot α	Grading D_{85} / D_{15}	Spectral Shape	Core Permeability	Relative Mass Density	Number of Tests	Range H_s /ΔD_{n50}	Range s_{om}
2	2.25	PM	none	1.63	1.9e+31	0.8-1.6	0.005-0.016
3	2.25	PM	none	1.63		1.2-2.3	0.006-0.024
4	2.25	PM	none	1.63		1.2-3.3	0.005-0.059
6	2.25	PM	none	1.63		1.2-4.4	0.004-0.063
3*	1.25	PM	none	1.62		1.4-2.9	0.006-0.038
4	1.25	PM	none	1.62		1.2-3.4	0.005-0-059
3	2.25	narrow	none	1.63		1.0-2.8	0.004-0.054
3	2.25	wide	none	1.63		1.0-2.4	0.004-0.043
3[1]	1.25	PM	permeable	1.62		1.6-3.2	0.008-0.060
2	1.25	PM	permeable	1.62		1.5-2.8	0.007-0.056
1.5	1.25	PM	permeable	1.62		1.5-2.6	0.008-0.050
2	1.25	PM	homogeneous	1.62		1.8-3.2	0.008-0.059
2	1.25	PM	permeable	0.95		1.7-2.7	0.016-0.037
2	1.25	PM	permeable	2.05		1.6-2.5	0.014-0.032
2[2]	1.25	PM	permeable	1.62		1.6-2.5	0.014-0.031
2[3]	1.25	PM	permeable	1.62		1.4-5.9	0.010-0.046

PM Pierson Moskowitz spectrum
[1] Some tests repeated in Delta Flume
[2] Foreshore 1:30
[3] Low-crested structure with foreshore 1:30

Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-4

La permeabilidad a la que se refiere la figura anterior, se detalla en la Figura 2.5.2-13 tomados de van der Meer (1988).

Figura 2.5.2-13: Coeficiente de permeabilidad (van der Meer, 1988)



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-11

Los resultados de los ensayos realizados se presentan en la Figura 2.5.2-14. El ajuste central para los datos de pendientes de roca impermeables fue dada por Delft Hydraulics (1989) como:

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = \begin{cases} A\xi_{om} & \text{para } 1{,}0 < \xi_{om} \leq 1{,}5 \\ B(\xi_{om})^C & \text{para } \xi_{om} > 1{,}5 \end{cases} \qquad (2\text{-}97)$$

Los coeficientes *A*, *B* y *C* de la ecuación expuesta, se entregan en la Tabla 2.5.2-3.

La ecuación es válida para aguas relativamente profundas frente a la estructura donde la altura de ola se distribuye según Rayleigh. Las olas rompiendo en una banda costera dan como resultado un truncamiento en el período previo a la distribución, que, principalmente, se traduce en bajas alturas de Run-up para los pequeños niveles de probabilidad de excedencia. Sin embargo, a veces un Run-up superior puede ocurrir de acuerdo a las observaciones en las pruebas de Delft Hydraulics y pruebas recientes llevados a cabo en la Texas A & M University.

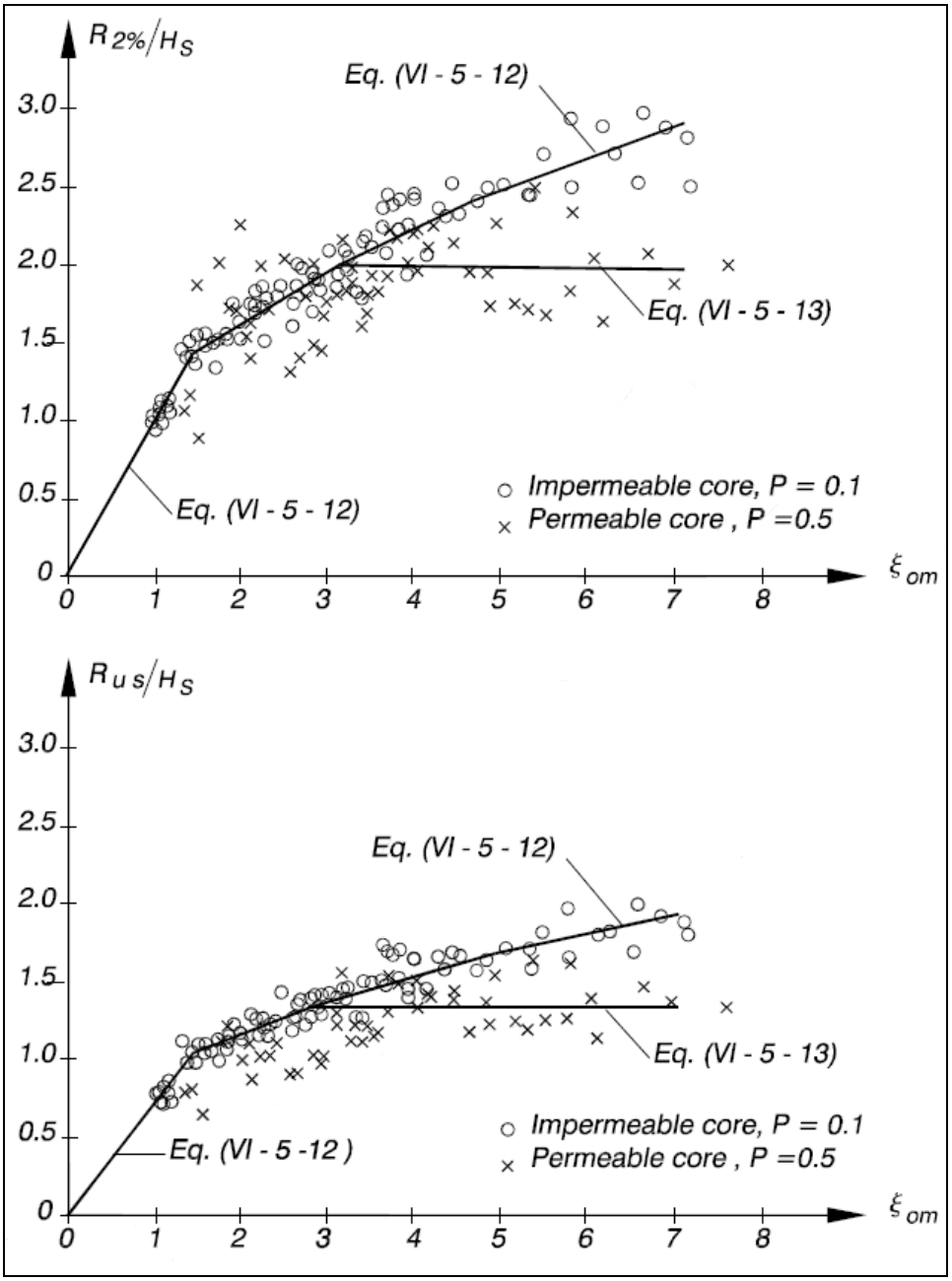
Tabla 2.5.2-3: Coeficientes *A*, *B* y *C*

Percent [1]	A	B	C	D [2]
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
2.0	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
33 (significant)	0.72	0.88	0.41	1.35
50 (mean)	0.47	0.60	0.34	0.82

[1] Exceedence level related to number of waves
[2] Only relevant for permeable slopes

Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-5

Figura 2.5.2-14: Gráfico de Run-up 2% y significativo para frentes de oleaje irregular en taludes permeables e impermeables. Delft Hydraulics (1989)



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-11

2.5.2.1.1.3 RUN-UP Y RUN-DOWN EN PENDIENTES PERMEABLES

Se consideran como estructuras permeables aquellas con material del núcleo con una permeabilidad tal que la onda induce un flujo en los poros y fluctuaciones en el nivel freático interno que varía con la frecuencia de las olas. El Run-up máximo por una estructura permeable es menor que el alcanzado en una estructura equivalente, pero impermeable.

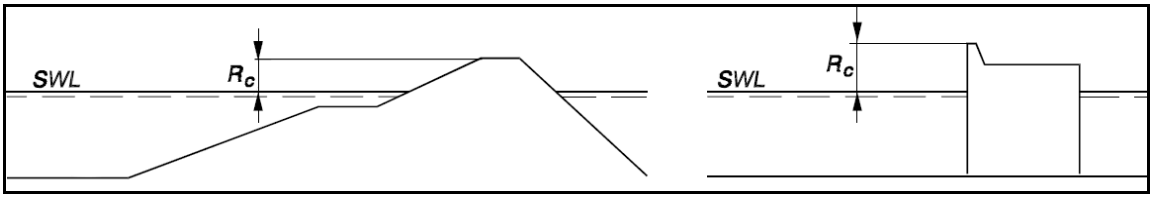
Se ensayaron por "Delft Hydraulics" taludes de enrocados permeables con coeficiente P = 0,5, los casos ensayados se presentan en las figuras anteriores y los resultados en la figura anterior. La ecuación correspondiente al ensayo es:

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = \begin{cases} A\xi_{om} & \text{para } 1{,}0 < \xi_{om} \le 1{,}5 \\ B(\xi_{om})^C & \text{para } 1.0 < \xi_{om} \le \left(D/B\right)^{\frac{1}{C}} \\ D & \text{para } \left(D/B\right)^{\frac{1}{C}} \le \xi_{om} < 7{,}5 \end{cases} \qquad \text{(2-98)}$$

2.5.2.1.2 SOBREPASO (OVERTOPPING)

El sobrepaso ocurre cuando el nivel de *run-up* excede el francobordo de la estructura (R_c), el cual es definido en la Figura 2.5.2-15.

Figura 2.5.2-15: Definición de francobordo R_c



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-13

El criterio de diseño para sobrepaso debería incluir dos niveles: duración del sobrepaso en condiciones normales de servicio y en las condiciones de diseño (extremo) cuando existe algún daño permanente en instalaciones y estructuras. Considerando, además, que

si el sobrepaso es muy elevado podría generar que la obra no cumpla su objetivo de protección para la entrada o interior de la dársena.

2.5.2.1.2.1 DESCARGAS PROMEDIO ADMISIBLE

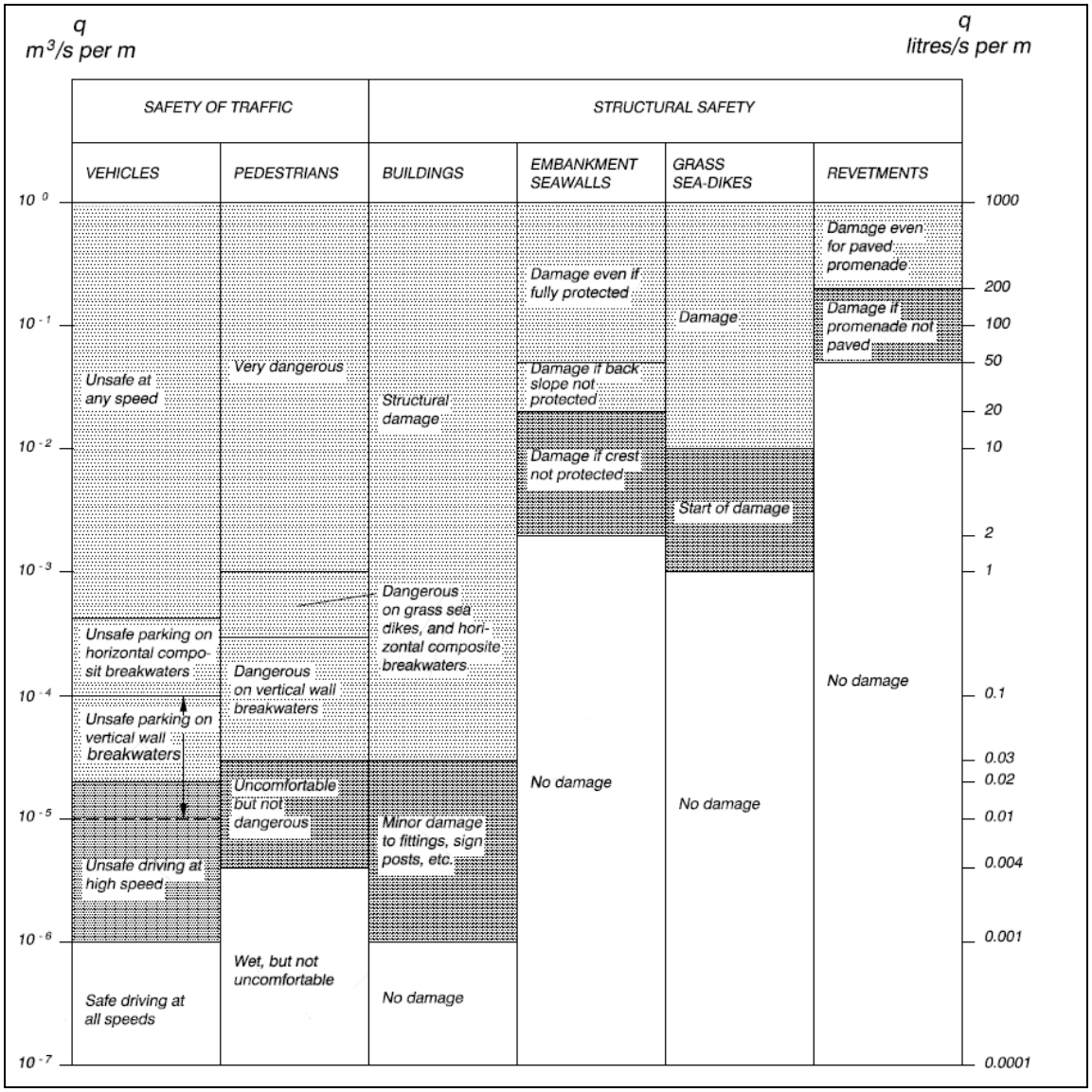
La descarga de sobrepaso varía considerablemente de ola a ola, por ejemplo, en los casos de tormentas, la descarga es generada por un porcentaje bajo de olas, de hecho en una sola hora puede ser más de 100 veces mayor el caudal de sobrepaso del peak de la tormenta.

La información del sobrepaso se entrega como q en m^3/s por metro longitudinal de estructura.

Numerosos autores han estudiado el tema del sobrepaso y el desarrollo de una formulación que represente adecuadamente el fenómeno. La condensación de estos estudios se presenta en la Figura 2.5.2-16, el cual entrega valores críticos promedio de descarga por sobrepaso. Los valores dados en la Figura 2.5.2-16 deben considerarse sólo como pautas generales, ya que, incluso para el mismo valor de q, la intensidad de agua que "golpea" un lugar específico es muy dependiente de la geometría de la estructura y la distancia desde la parte frontal de la misma. Por otra parte, el concepto de "admisible" o "aceptable" es subjetivo y depende de las condiciones específicas de cada proyecto.

El sobrepaso ocurre cuando el Run-up excede al francobordo de la estructura (R_c). El francobordo relativo (R_c/H_s) es un importante parámetro adimensional para la predicción del sobrepaso, al igual que los datos propios del oleaje y geométricos, tales como permeabilidad, porosidad y rugosidad.

Figura 2.5.2-16: Valores Críticos de descarga promedio de sobrepaso



Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-6

2.5.2.1.2.2 DESCARGAS DE SOBREPASO PROMEDIO

En estructuras en talud las formulaciones son empíricas, generadas por modelos hidráulicos que entreguen resultados específicos para las características propias de cada caso.

La forma general para la descarga promedio de sobrepaso por unidad de largo (q) viene dada por:

$$q\left(H_s, T_{op}, \sigma, \beta, R_C, h_s, g, geometría\right) \tag{2-99}$$

La siguiente figura entrega una serie de formulaciones de sobrepaso realizadas a partir de modelos, con su definición asociada, descarga y francobordo.

El desarrollo en extenso de cada una de las formulaciones propuestas, además de los coeficientes propios de cada una de ellas se encuentra en el manual “Coastal Engineering Manual” específicamente en la sección VI-5-2.

Figura 2.5.2-17: Modelos para descarga promedio de sobrepaso

Authors	Structures	Overtopping model	Dimensionless discharge Q	Dimensionless freeboard R
Owen (1980,1982)	Impermeable smooth, rough, straight and bermed slopes	$Q = a\ exp(-b\,R)$	$\frac{q}{g\,H_s\,T_{om}}$	$\frac{R_c}{H_s}\left(\frac{s_{om}}{2\,\pi}\right)^{0.5}\frac{1}{\gamma}$
Bradbury and Allsop (1988)	Rock armored impermeable slopes with crown walls	$Q = a\ R^{-b}$	$\frac{q}{g\,H_s\,T_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2\left(\frac{s_{om}}{2\,\pi}\right)^{0.5}$
Aminti and Franco (1988)	Rock, cube, and Tetrapod double layer armor on rather impermeable slopes with crown walls, (single sea state)	$Q = a\ R^{-b}$	$\frac{q}{g\,H_s\,T_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2\left(\frac{s_{om}}{2\,\pi}\right)^{0.5}$
Ahrens and Heimbaugh (1988b)	7 different seawall/revetment designs	$Q = a\,exp(-b\,R)$	$\frac{q}{\sqrt{g\,H_s^3}}$	$\frac{R_c}{(H_s^2\,L_{op})^{1/3}}$
Pedersen and Burcharth (1992)	Rock armored rather impermeable slopes with crown walls	$Q = a\,R$	$\frac{q\,T_{om}}{L_{om}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
van der Meer and Janssen (1995)	Impermeable smooth, rough straight and bermed slopes	$Q = a\,exp(-b\,R)$	$\frac{q}{\sqrt{g\,H_s^3}}\sqrt{\frac{s_{op}}{\tan\alpha}}$ for $\xi_{op} < 2$ $\frac{q}{\sqrt{g\,H_s^3}}$ for $\xi_{op} > 2$	$\frac{R_c}{H_s}\frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan\alpha}\frac{1}{\gamma}$ for $\xi_{op} < 2$ $\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma}$ for $\xi_{op} > 2$
Franco, de Gerloni, and van der Meer (1994)	Vertical wall breakwater with and without perforated front	$Q = a\,exp(-b\,R)$	$\frac{q}{\sqrt{g\,H_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma}$
Pedersen (1996)	Rock armored permeable slopes with crown walls	$Q = R$	$\frac{q\,T_{om}}{L_{om}^2}$	$3.2\cdot10^{-5}\frac{H_s^5\,\tan\alpha}{R_c^3\,A_c\cdot B}$

Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-7

2.5.2.1.3 REFLEXIÓN DEL OLEAJE

Las obras costeras reflejan una proporción del oleaje incidente. En el caso que la reflexión sea un fenómeno significativo es necesario considerar la interacción entre oleaje incidente y reflejado, que puede generar problemas en la entrada y permanencia de embarcaciones en dársenas, por ejemplo.

Las pendientes lisas y verticales reflejan la mayor parte de la energía del oleaje incidente, cuando son permeables, suaves, o estructuras con coraza de rocas (o elementos de hormigón) tienen una mayor disipación de la energía del oleaje.

En general, el oleaje incidente puede disipar parte de su energía en la rompiente, por la rugosidad de la superficie, y por la porosidad, otra parte es transmitida a través del sobrepaso y la transmisión y otra parte es reflejada. Esto se refleja en la siguiente formulación:

$$E_i = E_d + E_t + E_r \qquad \text{(2-100)}$$

Donde:

E_i : Energía incidente

E_d : Energía disipada

E_t : Energía transmitida

E_r : Energía reflejada

La norma Coastal Engineering Manual propone la formulación de Seelig (1983) la cual aplica para reflexión de oleaje en pendientes suaves, sin sobrepaso, lisas y para rompeolas convencionales. Para el detalle del desarrollo de la misma remitirse a la Tabla VI-5-4 del mismo documento.

$$C_r = \frac{a\xi^2}{\left(b+\xi^2\right)} \qquad \xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H}{gT^2}}} \qquad \text{(2-101)}$$

Para oleaje irregular *H* es reemplazado por *Hs* y *T* reemplazado por *Tp* o *Tm*.

Figura 2.5.2-18: Coeficientes formulación Seelig (1983)

Author	Structure	a	b
Seelig (1983) $2.5 \leq \xi \leq 6$	Impermeable, smooth, straight slopes, regular waves	1.0	5.5
Allsop and Hettiarachchi (1988) range of ξ or ξ_{op} shown in Figure VI-5-18	Dolosse, regular waves (ξ) Slope 1:1.5, 1:2, 1:3	0.56	10.0
	Cobs, regular waves (ξ) Slope 1:1.5, 1:2, 1:3	0.50	6.54
	Tetrapods and Stabit, irregular waves (ξ_{om}) Slope 1:1.33, 1:1.5, 1:2	0.48	9.62
	Shed and Diode, irregular waves (ξ_{om}) Slope 1:1.33, 1:1.5, 1:2	0.49	7.94
Allsop (1990) $3 \leq \xi_{om} \leq 6$	Smooth and impermeable	0.96	4.8
	1-layer rock and stone underlayer on impermeable slope (P=1)	0.64	7.22
	2-layer rock and stone underlayer on impermeable slope (P=1)	0.64	8.85
Benoit and Teisson (1994) $2.7 \leq \xi_{op} \leq 7$	2-layer rock armor $H_s : 0.03 - 0.09m$, $T_p = 1.3s$, $d = 0.4m$ Slope 1:1.33, 1:1.5, 1:2	0.6	6.6
Davidson et al. (1994) $8 \leq \xi_{op} \leq 50$	Field measurement on rock slope 1:1.1 Water depth h in meters		
	$h > 3.25$	0.65	25
	$2.5 \leq h \leq 3.25$	0.60	35
	$h < 2.5$	0.64	80

Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-14

Una alternativa entregada a la formulación anterior es la formulación de Postma (1989) para pendientes de enrocado.

$$C_r = 0.071(P)^{-0.082}(\cot\alpha)^{-0.62}(s_{op})^{-0.46} \quad (2\text{-}102)$$

Donde:

P : Permeabilidad

α : Ángulo de la pendiente

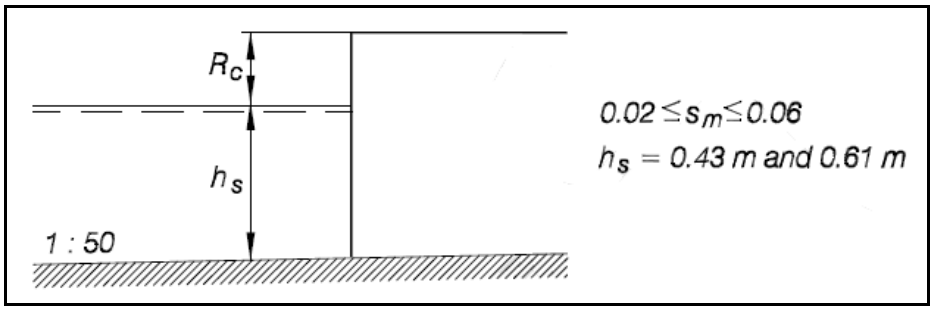
s_{op} : Peralte de la Ola

Para casos de paredes verticales Allsop, McBride & Columbo (1994) proponen la siguiente formulación experimental:

$$C_r = \begin{cases} 0{,}79 + 0{,}11\dfrac{R_C}{H_S} & \dfrac{R_C}{H_S} \le 1{,}0 \\ 0{,}90 & \dfrac{R_C}{H_S} > 1{,}0 \end{cases} \quad (2\text{-}103)$$

Donde:

Figura 2.5.2-19: Coeficientes de reflexión de olas, para rompeolas verticales planos, en lecho marino 1:50



Fuente: Coastal Engineering Manual

Donde:

s_m : Peralte de la ola utilizando parámetros medios

m : metros

Estas ecuaciones son aplicables al caso de dos dimensiones, las olas que no estén en rompiente y sean irregulares que se propaguen sobre un fondo plano y para estructuras reflejante (paredes verticales).

De igual forma, se sugiere de manera complementaria a lo expuesto la utilización del manual Coastal Engineering Manual.

2.5.2.1.4 TRANSMISIÓN

Estructuras como rompeolas construidos con niveles bajos de la cresta transmitirán energía del oleaje en la zona posterior de la escollera. La gravedad de la transmisión de la onda es descrita por el coeficiente de transmisión, C_t, en términos de la altura de las olas incidente y transmitida, H_i, y H_t, respectivamente, o el total de energía incidente y energía transmitida, E_i, y E_t, respectivamente:

$$C_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \qquad (2\text{-}104)$$

La transmisión del rompeolas es dependiente de la geometría de la estructura, principalmente el francobordo (R_C), el ancho de cresta (B) y la profundidad (h), pero también de la permeabilidad (P) y de las condiciones del oleaje, principalmente del período, habitualmente contenido en el número de Iribarren.

De acuerdo a los resultados de distintos análisis de la materia realizados para “The Rock Manual” se tiene las siguientes formulaciones para el cálculo del coeficiente de transmisión.

$$\begin{aligned} -2{,}00 < \frac{R_C}{H_s} < -1{,}13 \quad &: \quad C_t = 0{,}80 \\ -1{,}13 < \frac{R_C}{H_s} < 1{,}20 \quad &: \quad C_t = 0{,}46 - 0{,}3\frac{R_C}{H_s} \\ 1{,}20 < \frac{R_C}{H_s} < 2{,}00 \quad &: \quad C_t = 0{,}10 \end{aligned} \qquad \text{(2-105)}$$

Donde:

R_C : Altura del francobordo

H_s : Altura de ola significativa

Esta relación es de gran simplicidad, pero entrega buenos resultados preliminares. Los límites superior e inferior de los datos que se consideran están dadas por las líneas de ± 0,15 en relación con el ajuste promedio de acuerdo a las ecuaciones. Esto corresponde a la banda de confianza del 90% (la desviación estándar de los datos es σ = 0,09).

a) Olas pequeñas en Francobordos Relativamente Altos: Para pequeñas olas (valores bajos de Hs/D_{n50}) y valores de francobordo relativamente altos (R_C/Hs > 1), Ahrens (1987) entrega una relación derivada de las pruebas de laboratorio de los diques arrecife en estas condiciones.

$$C_t = \frac{1}{\left(1 + X^{0.592}\right)} \quad \text{para} \quad \frac{R_C}{H_s} > 1 \qquad \text{(2-106)}$$

$$X = \frac{H_s}{L_p}\frac{A_t}{(D_{n50})^2} \qquad \text{(2-107)}$$

Donde:

A_t : Área de la sección transversal total

L_p : Longitud de onda local, relativa al periodo peak de la onda

D_{n50} : Diámetro medio nominal del elemento de protección

b) Estructuras lisas de cresta baja: Basado en datos de un proyecto de investigación asociado a la transmisión del oleaje, se desarrolla una fórmula (Van der Meer, 2004) para estructuras lisas de cresta baja, incluye la oblicuidad en la incidencia del oleaje.

$$C_t = \left[-0{,}3\frac{R_C}{H_s} + 0{,}75 \cdot \left(1 - \exp\left(-0{,}5\xi_p\right)\right) \right] \cos^{2/3}\beta \qquad (2\text{-}108)$$

Donde:

C_t : (mín. – máx.) = (0,075 – 0,8)

$1 < \xi_p < 3$; $0° \le \beta \le 70°$; $1 < \frac{B}{H_s} < 4$;

$$\beta = \beta_t = \begin{cases} \beta_i & \text{para } \beta_i \le 45° \\ 45° & \text{para } \beta_i > 45° \end{cases}$$

c) Estructuras robustas de baja cresta: Briganti et al (2004) utilizó la base de datos DELOS para calibrar una relación desarrollada por d'Angremond et al (1997). Esto ha dado lugar a dos diferentes fórmulas, una para estructuras angostas y otra para anchas, ambas estructuras robustas sumergidas.

Para estructuras angostas, $B/H_i < 10$

$$C_t = -0.4\frac{R_C}{H_s} + 0.64\left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.31}\left(1 - \exp\left(-0.5\xi_p\right)\right) \qquad (2\text{-}109)$$

Para estructuras anchas $B/H_i > 10$

$$C_t = -0.35\frac{R_C}{H_s} + 0.51\left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.65}\left(1 - \exp\left(-0.41\xi_p\right)\right) \qquad (2\text{-}110)$$

Donde el valor mínimo de C_t es 0.05 y el máximo viene dado por la siguiente ecuación:

$$C_{t,máx} = -0.006\frac{B}{H_s} + 0.93 \qquad (2\text{-}111)$$

Con respecto a la oblicuidad del oleaje se tiene que las ecuaciones están desarrolladas para un ataque perpendicular, de igual forma puede utilizarse para un ángulo de hasta 70°.

El proyecto sugiere que la oblicuidad tras la estructura sea de 0,8 según la formulación:

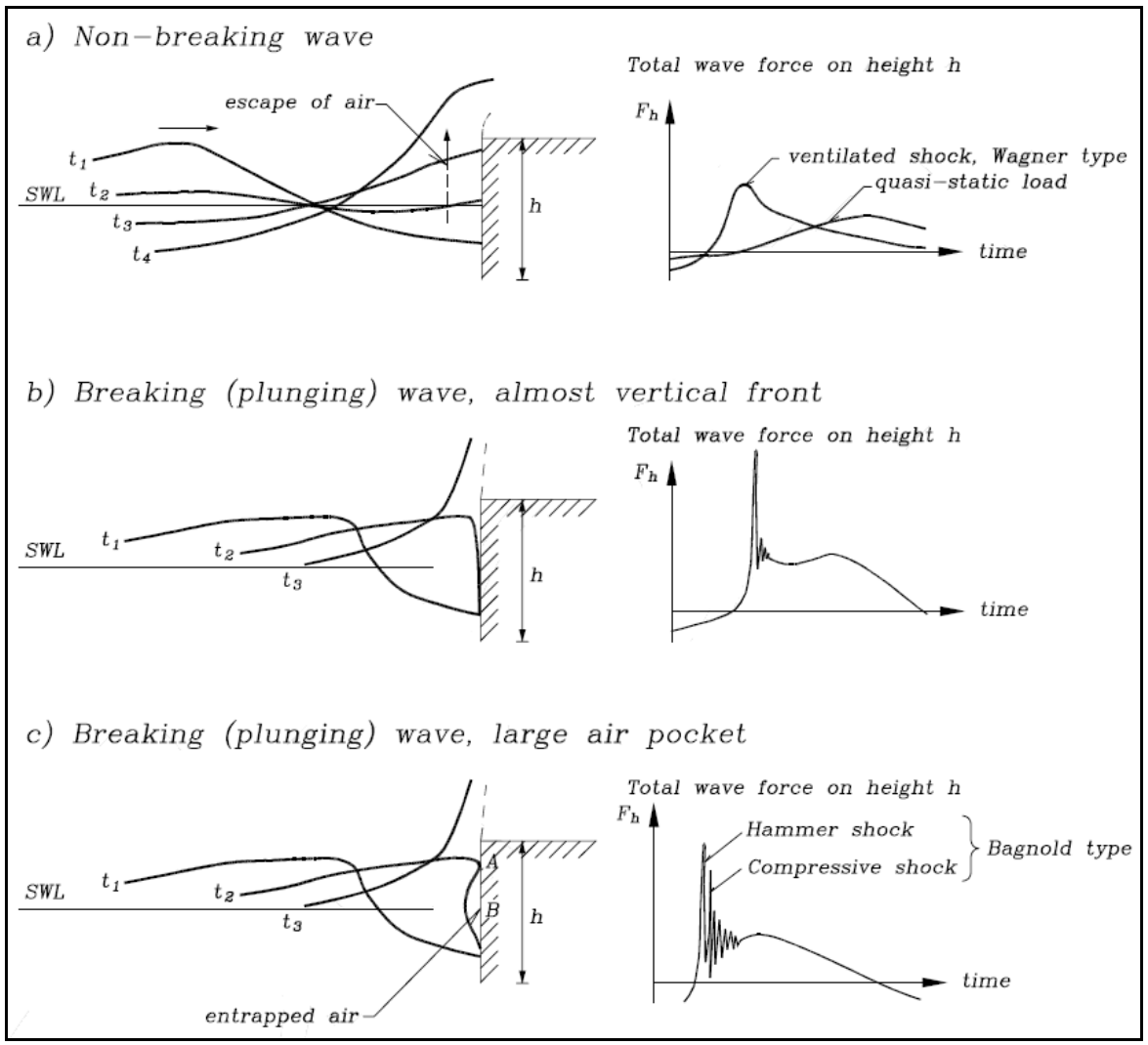
$$\beta_t = 0{,}8\beta_i \qquad (2\text{-}112)$$

2.5.2.1.5 FUERZAS GENERADAS POR EL OLEAJE

2.5.2.1.5.1 FUERZAS DE OLEAJE EN PAREDES VERTICALES

Las presiones generadas por el oleaje en las estructuras son funciones de oleaje complicadas y de la geometría de la misma. Las formulaciones presentadas en esta sección pueden ser utilizadas para los diseños preliminares, pero en el diseño real se sugiere realizar modelos físicos. Se identifican 3 tipos de fuerzas que actúan en las paredes verticales, estas se muestran en la Figura 2.5.2-20.

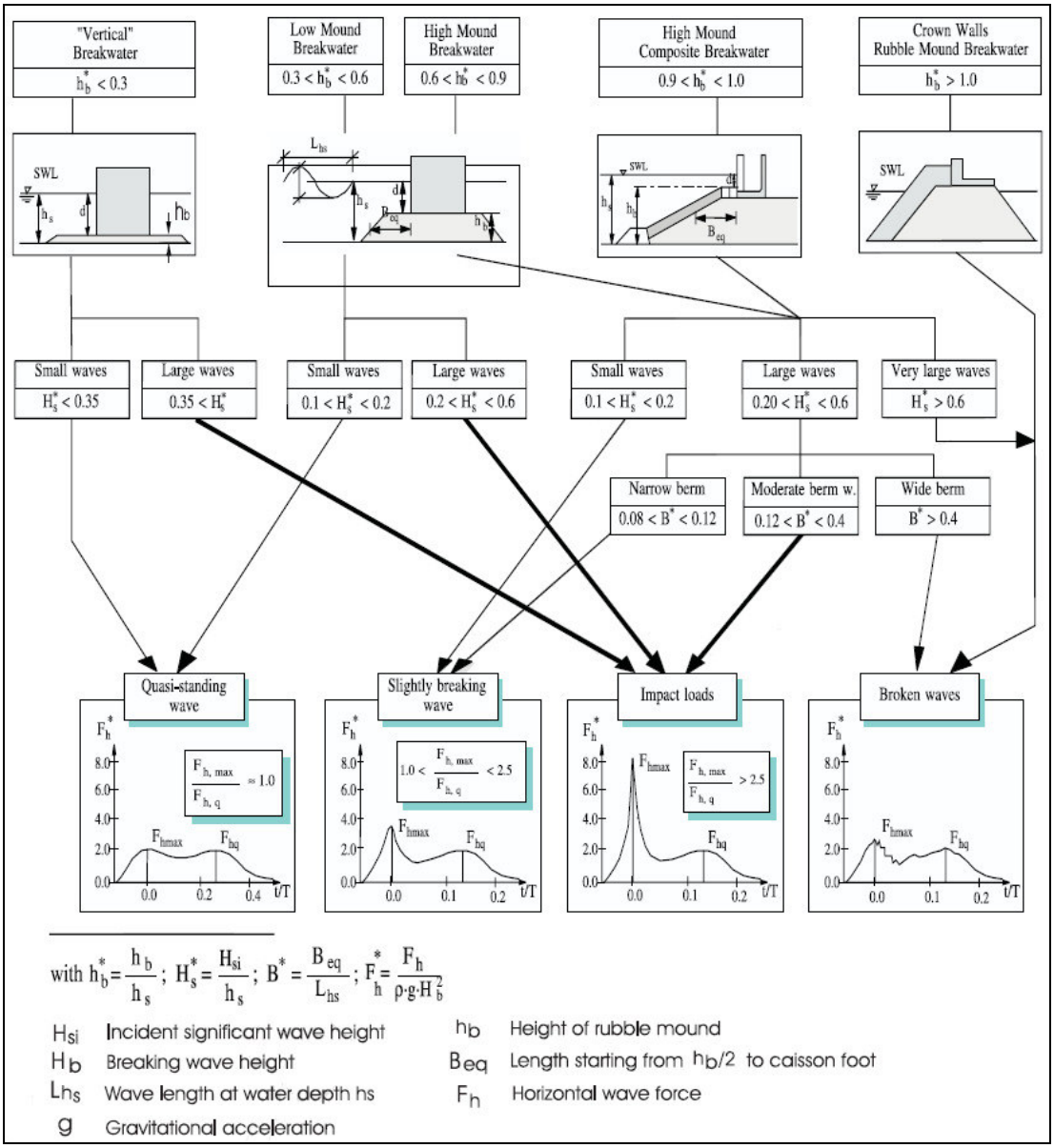
Figura 2.5.2-20: Diagrama de fuerzas de oleaje que actúan en paredes verticales



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-57

La Figura 2.5.2-21 muestra un sistema de identificación de los tipos de cargas totales de ondas horizontales sobre las estructuras verticales como una función de la geometría de la estructura y características de onda (Kortenhaus y Oumeraci 1998). El sistema se basa en ensayos con modelos de dos dimensiones con oleaje irregular. Nótese, también, que el diagrama no cubre situaciones en las que la rotura de onda tiene lugar en una zona amplia en el frente de la estructura, es decir, situación típica de olas limitadas por aguas poco profundas y pendientes de fondos marinos menores que 1:50.

Figura 2.5.2-21: Identificación de los tipos de cargas totales de ondas horizontales sobre estructuras de pared vertical



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure VI-5-58

Los métodos presentados en la esta sección calculan la distribución de presiones, fuerza resultante y los momentos de una porción de la carga hidrodinámica de la onda. La distribución de la presión hidrostática del *SWL* en la parte inferior se excluye. Para una

estructura de cajón, las fuerzas hidrostáticas del *SWL* se anularían, sin embargo, es necesario incluir el efecto de la presión hidrodinámica *SWL* para paredes verticales atados en la costa o un terraplén.

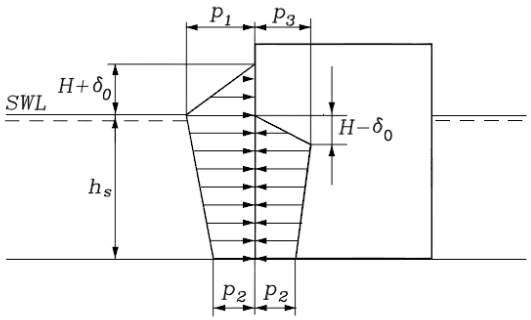
Las fórmulas en las tablas siguientes se basan exclusivamente en pruebas con modelos a pequeña escala. Se presentan como sigue:

Tabla 2.5.2-4: Listado de fórmulas

Formula	Waves	Structure	Table
Sainflou formula	Standing	Impermeable vertical wall	VI-5-52
Goda formula	2-D oblique	Impermeable vertical wall	VI-5-53
Goda formula, modified by Takahashi, Tanimoto, and Shimosako 1994a	Provoked breaking	Impermeable vertical wall	VI-5-54
Goda formula forces and moments	Provoked breaking	Impermeable vertical wall	VI-5-55
Goda formula modified by Tanimoto and Kimura 1985	2-D head-on	Impermeable inclined wall	VI-5-56
Goda formula modified by Takahashi and Hosoyamada 1994	2-D head-on	Impermeable sloping top	VI-5-57
Goda formula modified by Takahashi, Tanimoto, and Shimosako 1990	2-D head-on	Horizontal composite structure	VI-5-58
Goda formula modified by Takahashi, Tanimoto, and Shimosako 1994b	3-D head-on	Vertical slip wall	VI-5-59

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-22: Fórmula Sainflou



$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s)\frac{H+\delta_o}{h_s+H+\delta_o} \qquad \text{(VI}-5-143\text{)}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s/L)} \qquad \text{(VI}-5-144\text{)}$$

$$p_3 = \rho_w g(H-\delta_o) \qquad \text{(VI}-5-145\text{)}$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L}\coth\frac{2\pi h_s}{L} \qquad \text{(VI}-5-146\text{)}$$

where H Wave height. In case of irregular waves, H should be taken as a characteristic wave height. In Japan $H_{1/3}$ is used, while in other countries $H_{1/10}$ might be used.

p_1 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest

p_2 Wave pressure at the base of the vertical wall

p_3 Wave pressure at the still water leve., corresponding to wave trough

δ_o Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall

ρ_w Water density

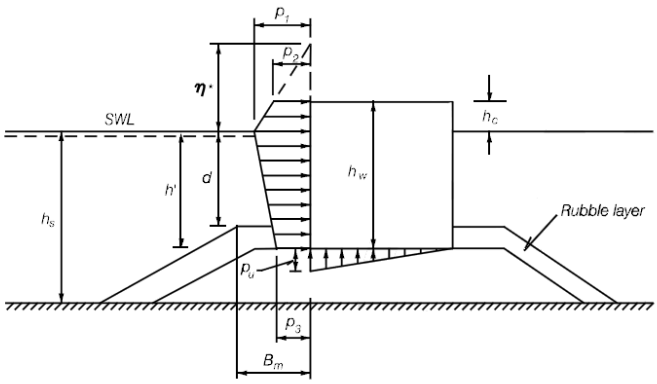
h_s Water depth at the foot of the structure

L Local wave length.

Remarks. The Sainflou formula for conditions under wave crest and wave trough were derived theoretically for the case of regular waves and a vertical wall. The formula cannot be applied in cases where wave breaking and/or overtopping takes place.

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-23: Fórmula Goda



$$\eta^* = 0.75(1+cos\beta)\,\lambda_1 H_{design} \qquad (VI-5-147)$$

$$p_1 = 0.5(1+cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_* cos^2\beta)\,\rho_w\, g\, H_{design} \qquad (VI-5-148)$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \le h_c \end{cases} \qquad (VI-5-149)$$

$$p_3 = \alpha_3\, p_1 \qquad (VI-5-150)$$

$$p_u = 0.5(1+cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho_w g\, H_{design} \qquad (VI-5-151)$$

where

β Angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)

H_{design} Design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (1985) recommends for practical design a value of 1.8 H_s to be used corresponding to the 0.15% exceedence value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to $H_{1/250}$ (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in Table VI-5-55. If within the surf zone, H_{design} is taken as the highest of the random breaking waves at a distance $5H_s$ seaward of the structure.

$$\alpha_* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5\left[\frac{4\pi h_s/L}{sinh\,(4\pi h_s/L)}\right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s}\left[1 - \frac{1}{cosh\,(2\pi h_s/L)}\right]$$

L Wavelength at water depth h_b corresponding to that of the significant wave $T_s \simeq 1.1T_m$, where T_m is the average period.

h_b Water depth at a distance of $5H_s$ seaward of the breakwater front wall.

λ_1, λ_2 and λ_3 are modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures, $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$. Values for other structure types are given in related tables.

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-24: Fórmula Goda modificada

The modification of Goda's formula concerns the formula for the pressure p_1 at the st level (SWL). The coefficient α_* is modified as

$$\alpha_* = \text{largest of } \alpha_2 \text{ and } \alpha_I$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3\,h_b}\left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1}$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_{design}/d & \text{for} \quad H_{design}/d \leq 2 \\ 2.0 & \text{for} \quad H_{design}/d > 2 \end{cases}$$

$$\alpha_{I1} = \begin{cases} \frac{\cosh \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot (\cosh \delta_2)^{\frac{1}{2}}} & \delta_2 > 0 \end{cases}$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{for} \quad \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{for} \quad \delta_{11} > 0 \end{cases}$$

$$\delta_{11} = 0.93\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.36\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{for} \quad \delta_{2\,2} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{for} \quad \delta_{22} > 0 \end{cases}$$

$$\delta_{22} = -0.36\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.93\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right)$$

where H_{design}, L, d, h_s, h_b, B_m are given in the figure and text of Table VI-5-53.

Range of tested parameters: Regular waves

bottom slope 0.01	$h_s = 42\,\text{cm}$ and $54\,\text{cm}$
$d = 7 - 39\,\text{cm}$	$B_m = 2.5 - 200\,\text{cm}$
$H = 17.2 - 37.8\,\text{cm}$	T - $1.8 - 3\,\text{sec.}$

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-25: Fórmulas de Goda y Takahashi

Per running meter of the breakwater the wave induced horizontal force, F_H, the uplift force, F_U, and the reduced weight of the vertical structure due to buoyancy, F_G, can be calculated from equations by Goda and Takahashi as follows:

$$F_H = U_{F_H}\left[\frac{1}{2}(p_1+p_2)h_c+\frac{1}{2}(p_1+p_3)h'\right] \quad (\text{VI}-5-152)$$

$$F_U = U_{F_U}\cdot\frac{1}{2}p_u\cdot B \quad (\text{VI}-5-153)$$

$$F_G = \rho_c\cdot g\,B\cdot h_w-\rho_w\cdot g\,B\cdot h' \quad (\text{VI}-5-154)$$

where ρ_c Mass density of the structure
ρ_w Mass density of the water
U_{F_H} Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the horizontal force
U_{F_U} Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the uplift force
h' Submerged height of the wall from the toe to the still water level.
B Vertical structure width

The corresponding moments at the heel of the caisson breakwater are:

$$M_H = U_{M_H}\left[\frac{1}{6}(2p_1+p_3)h'^2+\right.$$
$$\left.+\frac{1}{2}(p_1+p_2)h'h_c+\frac{1}{6}(p_1+2p_2)h_c^2\right] \quad (\text{VI}-5-155)$$

$$M_U = U_{M_U}\cdot\frac{1}{3}p_u\cdot B^2 \quad (\text{VI}-5-156)$$

$$M_G = \frac{1}{2}B^2g\left(\rho_c h_w-\rho_w h'\right) \quad (\text{VI}-5-157)$$

where U_{M_H} Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty of the horizontal moment
U_{M_U} Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty of the uplift moment.

Uncertainty and bias of the Goda formulae in Table VI-5-53. Based on reanalysis by Juhl and van der Meer (1992), Bruining (1994), and van der Meer, Juhl, and van Driel (1994) of various model tests performed at Danish Hydraulic Institute and Delft Hydraulics. The mean values and standard deviations of the stochastic variables U are given as

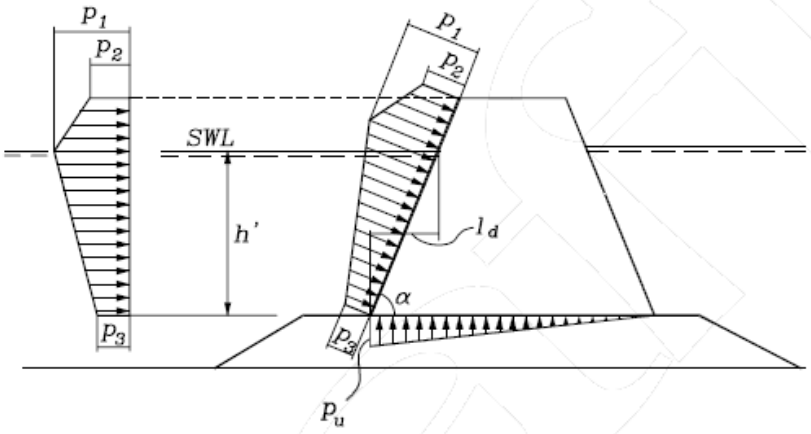
Uncertainty and bias of horizontal wave induced force, uplift force, horizontal moment and uplift moment (vertical composite type)

Stochastic variable	Mean value	no model tests		model test performed	
		Stand. dev.		Stand. dev.	
X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}}\%$	σ_{X_i}	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}}\%$
U_{F_H}	0.90	0.25	0.22	0.05	0.055
U_{F_U}	0.77	0.25	0.32	0.05	0.065
U_{M_H}	0.81	0.40	0.49	0.10	0.12
U_{M_U}	0.72	0.37	0.51	0.10	0.14

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-26: Fórmulas de Tanimoto y Kimura

Tanimoto and Kimura (1985) performed model tests and demonstrated that the Goda formula can be applied by projection of the Goda wave pressures calculated for a vertical wall with the same height (crest level) as illustrated in the figure.



The wave induced uplift pressure on the base plate is reduced compared to the vertical face case. Consequently λ_3 for the calculation of p_u in the Goda formula is modified as

$$\lambda_3 = exp\left[-2.26(7.2\,\ell_d\,/L)^3\right] \qquad (\text{VI}-5-158)$$

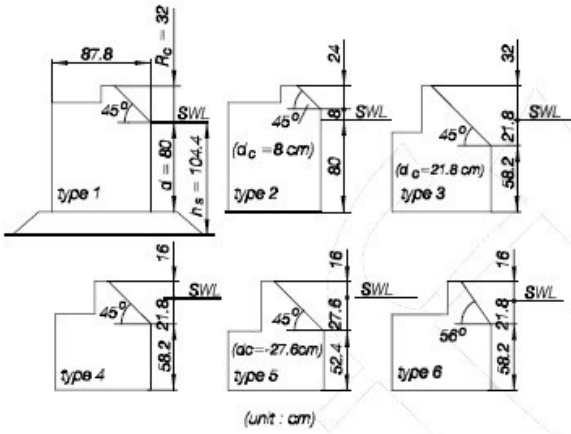
where $\ell_d = h' \cot\alpha$ and L is the wavelength.

Eq VI-5-158 is valid for $\alpha \geq 70^\circ$ and $\ell_d < 0.1L$.

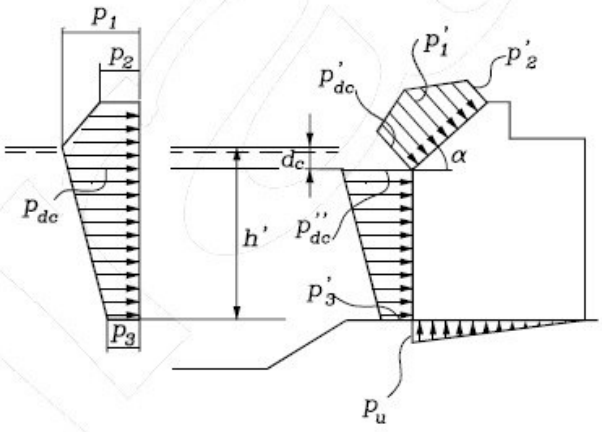
Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-27: Fórmulas de Takahashi y Hosoyamada

Tested cross sections



Pressure distribution



$$p'_1 = \lambda_{SL}\, p_1 \sin\alpha \ , \ p'_2 = \lambda_{SL}\, p_2 \sin\alpha \ , \ p'_{d_c} = \lambda_{SL}\, p_{dc} \sin\alpha \qquad (\text{VI}-5-159)$$

$$p''_{d_c} = \lambda_V\, p_{d_c} \ , \ p'_3 = \lambda_V\, p_3$$

where

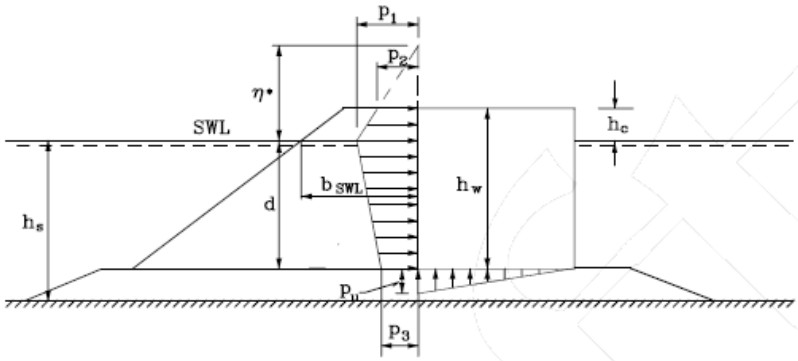
$$\lambda_{SL} = \frac{1}{\sin^2\alpha}\ min[1.0\ ,\ max(\sin^2\alpha\ ,\ 1 + 0.46\cos^2\alpha - 23\cos^2\alpha H/L)]$$

$$\lambda_V = min[1.0\ ,\ max(1.1.\ ,\ 1.1 + 11 d_c/L) - 5.0 H/L]$$

p_1, p_2, p_3, p_{dc} & p_u are calculated from the Goda formula (Table VI-5-55)

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-28: Fórmulas de Takahashi, Tanimoto y Shimosako



λ_1, λ_2 and λ_3 in the Goda formula are modified as:

$$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & H_{design}/h_s < 0.3 \\ 1.2 - 0.67\,(H_{design}/h_s) & 0.3 \le H_{design}/h_s \le 0.6 \\ 0.8 & H_{design}/h_s > 0.6 \end{cases} \qquad \text{(VI-5-160)}$$

$$\lambda_2 = 0$$

Validity range: These values presume that the rubble consists of blocks of the complex types like Tetrapods and Dolosse. Also, the width of the block section at the top of the vertical wall should be no less than twice the height of a block. The front slope is approximately 1 : 1.5. The model tests cover the parameter intervals: $h_s/L_{1/3} = 0.07 - 0.11$ and $b_{SWL}/L_{1/3} = 0.046 - 0.068$.

Uncertainty and bias: From the test results the mean value, μ_{λ_1}, and the variational coefficient, $\frac{\sigma_{\lambda_1}}{\mu_{\lambda_1}}$, of λ_1 are estimated to be approximately

$$\mu_{\lambda_1} = \begin{cases} 0.90 & H_{design}/h_s < 0.4 \\ 0.90 - (H_{design}/h_s - 0.4) & 0.4 \le H_{design}/h_s \le 0.7 \\ 0.60 & 0.7 < H_{design}/h_s < 0.8 \end{cases} \qquad \text{(VI-5-161)}$$

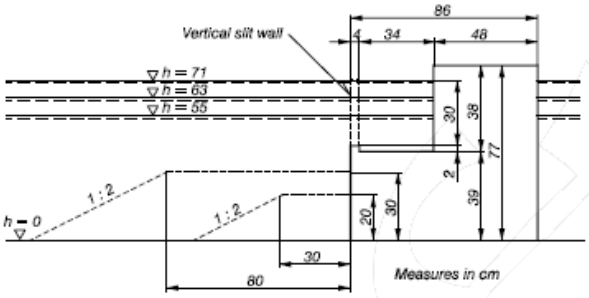
and

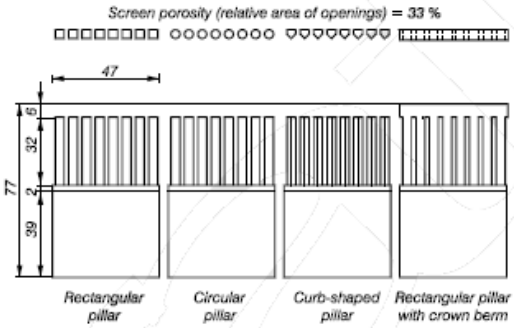
$$\frac{\sigma_{\lambda_1}}{\mu_{\lambda_1}} = 5\% - 10\%$$

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-29: Fórmula de Tanimoto, Takahashi y Kitatani

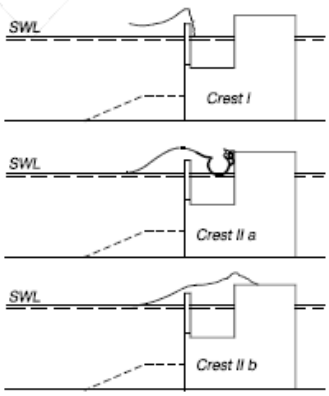
Cross sections





Tested wave range: Regular head-on waves
Incident wave height: 10-30 cm
Wave period: 1.5, 2.0, 2.5 s

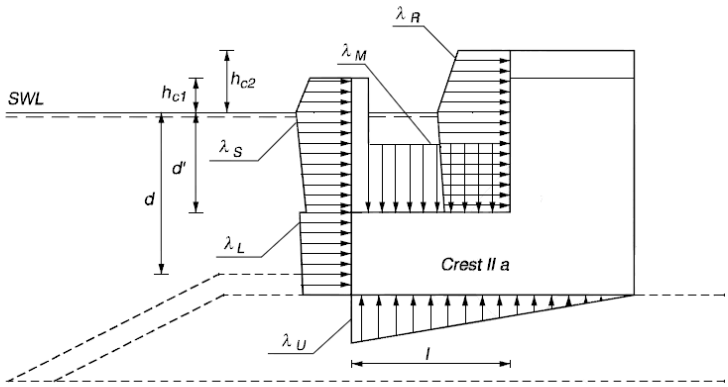
Considered wave crest faces



Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.5.2-30: Continuación Figura 2.5.2-29

Pressure distribution



Pressure calculation: Use the Goda formulae with modified λ_1, λ_2 and λ_3 as given in the following table. For example, the wave pressure on the slit wall in the case of Crest-I is calculated by the Goda formulae with λ_1 and λ_2 replaced by λ_{S1} and λ_{S2}, respectively.

Modification factors for vertical slit wall caisson (From Takahashi, Tanimoto, and Shimasako 1994b).

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
Slit wall	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	0.4 $(\alpha^* \le 0.75)$ $0.3/\alpha^*$ $(\alpha^* > 0.75)$	0	0
Impermeable part of front wall	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 $(\alpha^* \le 0.5)$ $0.2/\alpha^*$ $\alpha^* > 0.5)$	0	0
Wave chamber rear wall	λ_{R1}	0	$20l/3L'$ $(l/L' \le 0.15)$ 1.0 $(1/L' > 0.15)$	1.4 $(H/h \le 0.1)$ 1.6 - $2H/h$ $(0.1 < H/h < 0.3)$ 1.0 $(H/h \ge 0.3)$
	λ_{R2}	0	0.56 $(\alpha^* \le 25/28)$ $0.5/\alpha^*$ $(\alpha^* > 25/28)$	0
Wave Chamber bottom slab	λ_{M1}	0	$20l/3L'$ $(l/L' \le 0.15)$ 1.0 $(l/L' > 0.15)$	1.4 $(H/h \le 0.1)$ 1.6 - $2H/h$ $(0.1 < H/h < 0.3)$ 1.0 $(H/h \ge 0.3)$
	λ_{M2}	0	0	0
Uplift force	λ_{U3}	1	0.75	0.65

In the calculation of α^* for the rear wall, α_1 should be replaced by α_1' which is obtained with the parameters d', L' and B_M' instead of d, L and B_M respectively, where d' is the depth in the wave chamber, L' is the wavelength at water depth d, $B_M' = l - (d - d')$, and l is the width of the wave chamber including the thickness of the perforated vertical wall.

Fuente: Coastal Engineering Manual

2.5.2.1.5.2 FUERZAS DE OLEAJE EN ELEMENTOS SUMERGIDOS Y ESTRUCTURAS AISLADAS

La fuerza de ola que actúa sobre elementos cilíndricos será calculada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\vec{F}_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 |\bar{u}_n| \bar{u}_n D \Delta S + C_M \rho_0 \bar{a}_n A \Delta S \qquad (2\text{-}113)$$

Donde:

$\vec{F}_n$: Fuerza que actúa sobre un largo infinito ΔS en un elemento en una dirección perpendicular al eje del elemento en plano común y en dirección del movimiento de partículas de agua.

$\bar{u}_n$ y $\bar{a}_n$: Componente de velocidad y componente de aceleración de una partícula de agua en una dirección perpendicular al eje del elemento en plano común al eje del elemento y dirección del movimiento de partículas de agua (componentes debido a olas incidentes no alteradas por el elemento).

$|\bar{u}_n|$: Valor absoluto de $\bar{u}_n$

ΔS : Largo del elemento cilíndrico

C_D : Coeficiente de arrastre

C_M : Coeficiente de fuerza inercial

D : Ancho del elemento de una dirección perpendicular al eje del elemento como es visto desde la dirección de $\vec{F}_n$.

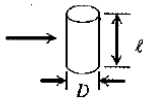
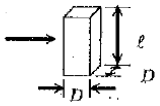
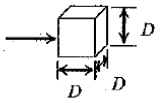
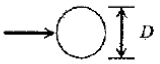
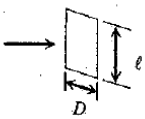
A : Área de sección transversal del elemento a lo largo de un plazo no perpendicular al eje del elemento.

ρ_o : Densidad del agua de mar

La ecuación anterior es generalmente presentada por Morison, para entregar la fuerza del oleaje en secciones de una longitud pequeña de un miembro orientado en cualquier dirección dada.

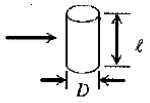
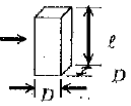
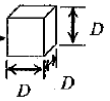
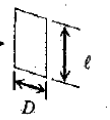
En las siguientes tablas se sugieren los coeficientes de inercia y arrastre respectivamente. Existen otras recomendaciones que pueden ser apropiadas de acuerdo al caso y las restricciones propuestas por cada autor.

Tabla 2.5.2-5: Coeficiente de inercia CM

Shape of the object	Basic volume	Inertia coefficient
Cylinder 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	2.0 $(\ell>D)$
Regular prism 	$D^2\ell$	2.19 $(\ell>D)$
Cube 	D^3	1.67
Sphere 	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
Flat plate 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	When D/ℓ =1, 0.61 When D/ℓ =2, 0.85 When $D/\ell=\infty$, 1.00

Fuente: Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan Table 4.7.1

Tabla 2.5.2-6: Coeficiente de arrastre CD

Shape of the object	Basic volume	Inertia coefficient
Cylinder 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	2.0 $(\ell>D)$
Regular prism 	$D^2\ell$	2.19 $(\ell>D)$
Cube 	D^3	1.67
Sphere 	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
Flat plate 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	When D/ℓ =1, 0.61 When D/ℓ =2, 0.85 When $D/\ell=\infty$, 1.00

Fuente: Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan

2.5.2.2 DESEMBOCADURAS EN COSTAS EXPUESTAS AL OLEAJE

2.5.2.2.1 GENERAL

A continuación se presentan algunas definiciones comúnmente utilizadas en el análisis de las desembocaduras fluviales en costas marinas.

Desembocadura: Sector del río donde interactúan: caudal fluvial, oleaje y marea en la determinación de la morfodinámica. Se suele subdividir en los siguientes sectores:

- Caño Litoral o Estero
- Boca
- Barra (Aflorante) o Barra Litoral (puede no existir)
- Barra sumergida (Cuando en ella rompen las olas) o cono de deyección sumergido.

Caño Litoral o Estero: Sector del cauce bajo del río cuya morfología está directamente influenciada por el régimen de la boca, pero sin acción directa del oleaje.

Boca: Sector del río, previo a la descarga al mar, donde la sección se estrecha y se presenta la velocidad media V_c, que es la máxima en el caño litoral.

Barra Litoral: Cordón Litoral que tiende a cerrar la Boca. Frecuentemente migratoria.

Barra Sumergida: La porción más somera del cono de deyección sumergido donde frecuentemente la ola rompe agitando y redistribuyendo los sedimentos.

2.5.2.2.2 INFLUENCIA DE LA MAREA ASTRONÓMICA

Todas las desembocaduras fluviales en costas marítimas están en mayor o menor grado influidas por la marea astronómica. La oscilación del nivel del mar modifica el flujo de descarga. Las magnitudes que fundamentalmente definen el régimen de una desembocadura en relación con la marea son:

- La altura de la marea H_t
- La altura de la ola H_S
- El Transporte Litoral Q_{SL}
- El caudal fluvial Q_f

El transporte litoral Q_{SL} a su vez está relacionado con H_S y los otros parámetros relativos al oleaje (Período Tp, dirección), pero es importante diferenciar su acción por cuanto, aún si Q_{SL} es muy bajo, el oleaje puede inducir la Barra Litoral. Cuando Q_f y H_t son altos en relación con H_S y Q_{SL} la desembocadura tiene su boca despejada y sin Barra Litoral. En ese caso la marea se propaga libremente aguas arriba induciendo la desigualdad entre las fases de marea: llenante y vaciante. En el caso extremo el flujo se invierte en la fase de llenante y se originan una serie de fenómenos estuarinos tales como:

- Estratificación y cuña salina.
- Sedimentación por floculación de sedimentos cohesivos.

Este caso queda fuera del alcance de este capítulo. Aun cuando la morfología de la desembocadura corresponda al tipo no determinado por la oscilación de la marea, ésta siempre tendrá influencia en la morfodinámica. En la fase de bajamar la marea favorecerá el impulso de los sedimentos hacia el mar y su transferencia costa abajo por las siguientes razones:

- Se aumenta la velocidad de descarga al sumar a Q_f el flujo de vaciante del Prisma de Marea.
- Al reducirse la profundidad en la Boca se incrementa la capacidad de arrastre de fondo y se intensifica la acción del oleaje rompiente en la transferencia de la arena costa abajo.

En consecuencia el análisis de la morfodinámica de una desembocadura debe incluir la estimación de la variación de caudal y profundidad en el caño costero y Boca, en función de la marea.

En el estudio de la hidrodinámica de estuarios se utiliza frecuentemente el concepto "Prisma de Marea" que es el volumen de agua que entra y sale en un estuario por efecto de la marea.

$$\text{Cuando: } Q_f << Q_t \Rightarrow P_t = \int_{t_1}^{t_2} Q_t dt \qquad (2\text{-}114)$$

Donde t_1 y t_2 son tiempos sucesivos en que se invierte el flujo por marea.

Cuando la longitud de onda de la marea, calculada con la profundad media del estuario, es mucho mayor que la longitud de éste, aproximadamente:

$$P_t = A_E \cdot H_{m,E} \qquad (2\text{-}115)$$

Donde A_E es la superficie del espejo de agua del estuario y $H_{m.E}$ la oscilación por marea en el estuario.

2.5.2.2.3 RÉGIMEN DE LA DESEMBOCADURA

Las desembocaduras en costas expuestas al oleaje del Pacífico tienen un régimen dominado por la barra, bien sea aflorante (litoral) o sumergida. Los parámetros que fundamentalmente determinan dicha morfología son:

- El caudal fluvial Qf
- La energía del oleaje, comúnmente representada por la altura significativa HS
- La magnitud del transporte litoral QSL que es transferido desde costa arriba hacia costa abajo de la desembocadura.
- El caudal de marea Qt

Otros parámetros pueden tener importancia relevante tales como:

- Pendiente del fondo en la zona litoral
- Carga de sedimentos del flujo fluvial QSf
- Fondo rocoso y/o acumulaciones marinas de bolones
- La amplitud de la marea

2.5.2.2.4 RÉGIMEN DE LA BOCA

2.5.2.2.4.1 EXISTENCIA DE LA BARRA

Per Bruun (Port Engineering, 4ª Edición, 1990, Gulf Publishing Co.), presenta los resultados de mediciones en la naturaleza en bocas de lagunas costeras en costas con Transporte Litoral y flujo de marea predominante frente a Q_f, que pueden aplicarse a las bocas de descargas fluviales en forma comparativa. Bruun estableció que cuando la relación $Q_{SL}/ Q_{t,máx}$ es mayor que 200 la boca presenta la barra litoral migratoria y cuando es menor que 10 la boca es profunda, libre de olas rompientes y el área de la sección es relativamente constante hasta su incorporación en mar abierto. Entre ambos límites las condiciones son muy variables, dependiendo de la interacción entre los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos. La mayoría de las desembocaduras de los ríos de Chile presentan la barra litoral con diferentes grados de migratoriedad.

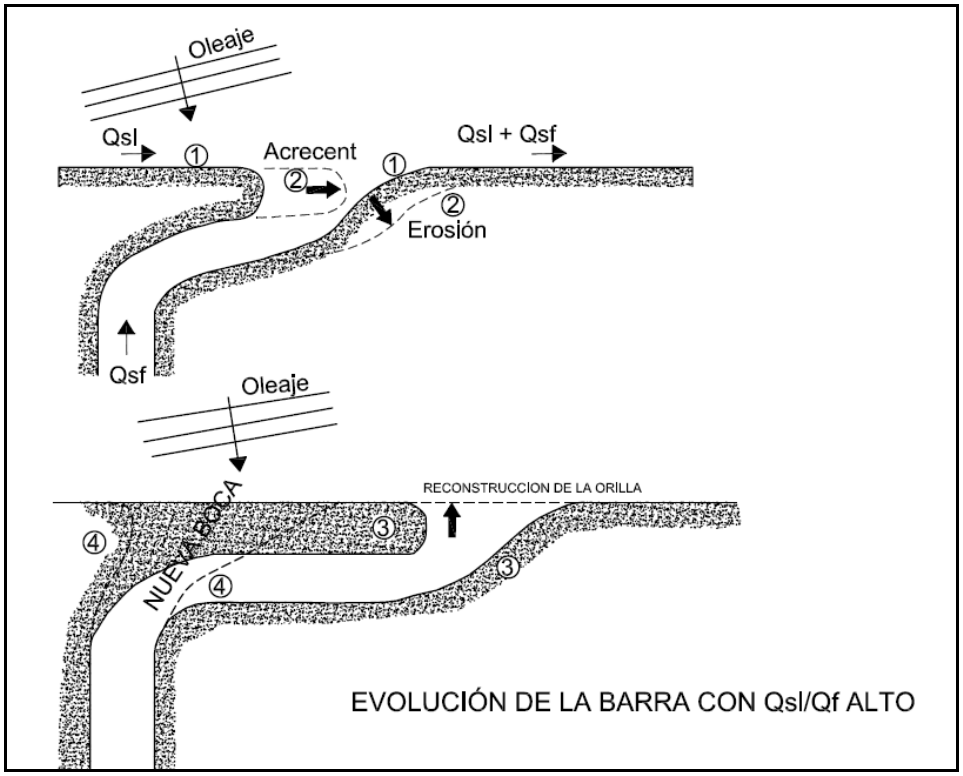
2.5.2.2.4.2 VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCIÓN DE LA BOCA

Con base a las mediciones en la naturaleza previamente citadas, Bruun encontró que la velocidad media V_c oscila entre 0,8 y 1,2 m/s y frecuentemente es próxima a 1,0 m/s. La razón reside en que para la arena, en ese rango de velocidades, está la transición entre el régimen de fondo de "ripples" y el régimen de "antidunas". En esa transición, el fondo es básicamente plano y, por consiguiente, con menor resistencia al flujo y máxima relación entre capacidad de arrastre de sedimentos y pérdida de energía por fricción.

2.5.2.2.4.3 BOCAS EN COSTAS CON TRANSPORTE LITORAL ALTO

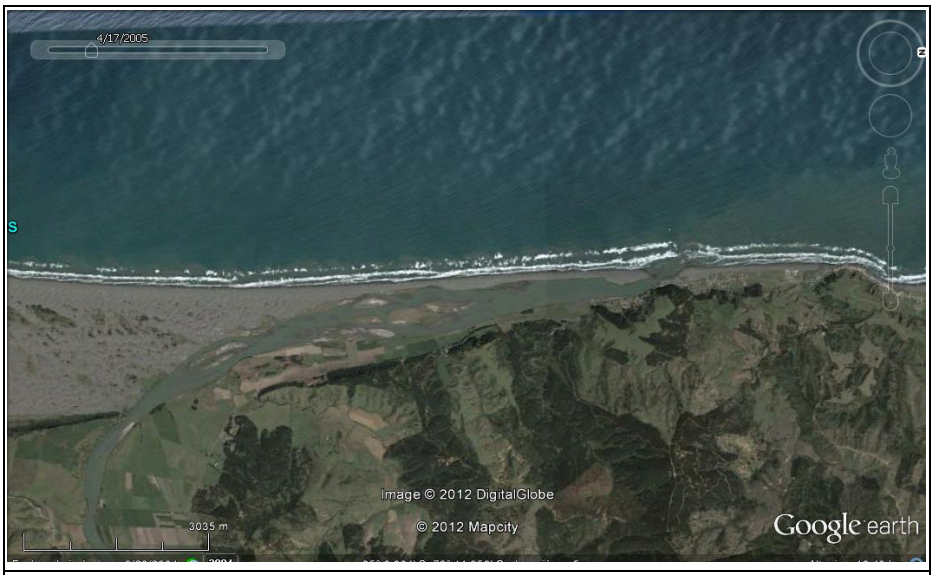
Cuando la relación Q_{SL}/Q_f es alta la boca es migratoria con régimen cíclico. La barra litoral avanza hacia costa abajo alargando el caño litoral hasta que una crecida fluvial corta la barra y se reinicia el ciclo evolutivo de ésta (ver Figura 2.5.2-31 a Figura 2.5.2-35).

Figura 2.5.2-31: Evolución de la barra litoral con Q_{SL}/Q_{sf} alto



Fuente: Archivos Propios

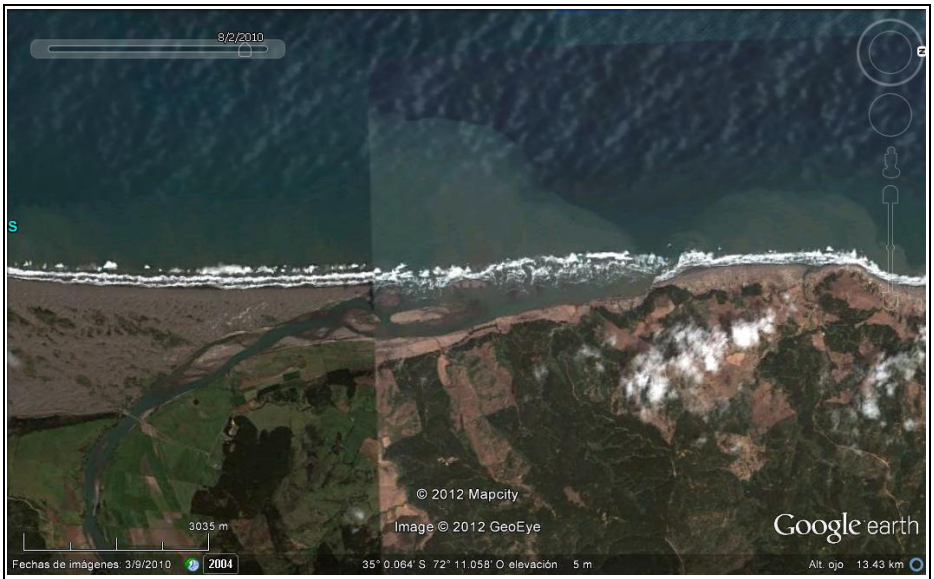
Figura 2.5.2-32: Desembocadura río Mataquito 2005



Migración de la Barra Litoral

Fuente: Google Earth

Figura 2.5.2-33: Desembocadura río Mataquito 2010



Apertura de nueva boca

Fuente: Google Earth

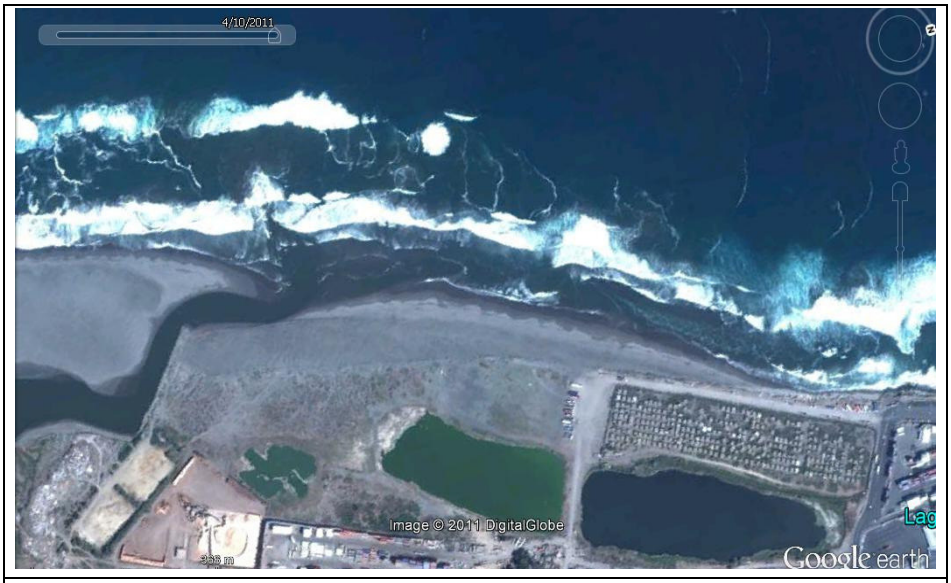
Figura 2.5.2-34: Desembocadura del río Maipo, 2009



Migración de la Barra Litoral limitada por espigón corto

Fuente: Google Earth

Figura 2.5.2-35: Desembocadura del río Maipo, 2011



El acrecentamiento de la Barra Litoral origina el rebase del espigón

Fuente: Google Earth

2.5.2.2.4.4 BOCAS EN COSTAS CON TRANSPORTE LITORAL MUY BAJO

Una porción importante de las desembocaduras en las costas del Pacífico de Chile se localizan en sitios donde el transporte litoral costa arriba de la desembocadura es prácticamente nulo y los sedimentos en tránsito son únicamente los aportados por el río. Sin embargo, bajo el punto de vista de la navegabilidad de la boca, no hay mucha diferencia entre este caso y el de desembocaduras con transporte litoral. Aún si no se presenta una barra litoral, un bajo existirá donde la ola rompiente interactúe con el flujo fluvial para transferir costa abajo los sedimentos granulares del transporte litoral Q_{SL} y del transporte fluvial Q_{Sf}. Los sedimentos del río se depositan en el cono de deyección sumergido formando el "bajo de rompientes" donde el oleaje releva el papel de la corriente fluvial y/o del flujo de marea para redistribuir la carga fluvial de sedimentos granulares e incorporarla al transporte litoral costa abajo de la desembocadura (ver Figura 2.5.2-36 a Figura 2.5.2-38)

El transporte litoral Q_{SL} es importante en la morfología y evolución de la barra, pero ésta se presentará aunque el transporte litoral sea nulo o casi nulo si H_S es alta y Q_f bajo

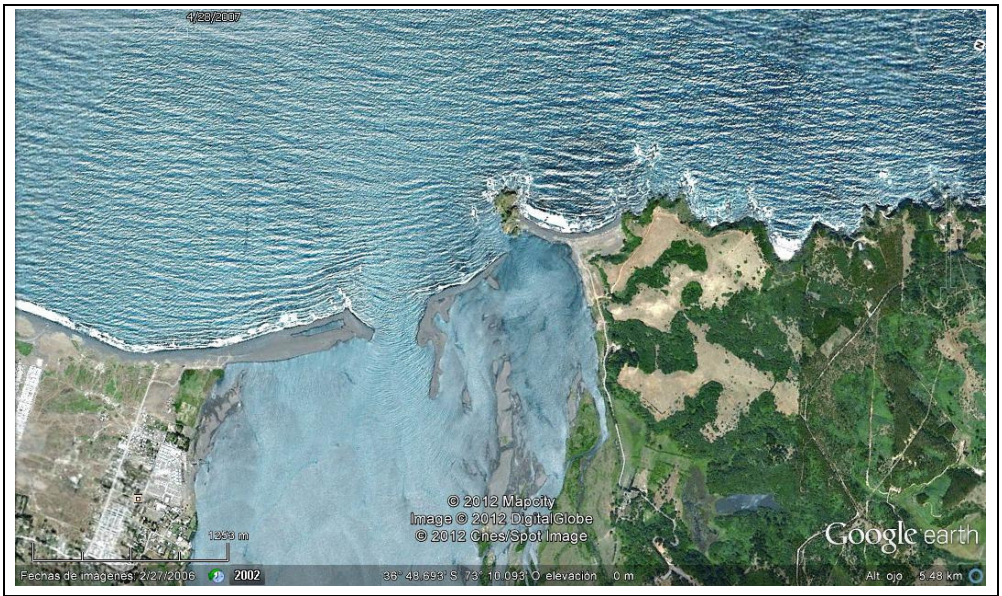
Figura 2.5.2-36: Desembocadura del río Queule



Transporte Litoral de barlovento prácticamente nulo

Fuente: Google Earth

Figura 2.5.2-37: Desembocadura del río Biobío, 2007



Transporte Litoral desde el Norte prácticamente nulo

Fuente: Google Earth

Figura 2.5.2-38: Desembocadura del río Biobío, 2011



Barra Litoral muy dinámica por régimen del río y acción del oleaje

Fuente: Google Earth

2.5.2.2.5 ACCIONES PARA MEJORAR LA NAVEGABILIDAD EN LAS DESEMBOCADURAS

Las desembocaduras en costas expuestas al oleaje, sin intervenciones con obras de canalización y dragado, normalmente no son navegables en forma segura ni siquiera por las embarcaciones menores, debido a las olas rompientes y la sinuosidad y migratoriedad del caño litoral y la boca.

2.5.2.2.5.1 METODOLOGÍA RECOMENDADA

1) Definición de los objetivos de las acciones:

   - Embarcación de diseño. Fundamentalmente el calado y ancho del canal requerido.
   - Porcentaje deseado de disponibilidad de la vía.
   - Persistencia máxima admisible de la condición de cierre de la vía.

2) Planteamiento preliminar de tipos de acciones:

   - Desembocadura canalizada por dos espigones.
   - Un espigón para fijar trazado del canal de navegación en la Boca.
   - Un espigón para atajar el Transporte Litoral.
   - Un espigón para limitar la migración de la Boca.
   - Dragado permanente o periódico.
   - By-pass del Transporte Litoral.
   - Combinación de las anteriores.

3) En función del objetivo y tipo de acción se establecen los parámetros básicos para el análisis: Olas de cálculo, Q_{Sf}, Q_{SL}, Q_f, nivel de marea.

4) Evaluación de la Influencia del flujo por marea. Si el flujo por marea predomina frente al drenaje fluvial, la hidrodinámica está en el ámbito del flujo estuarino, lo que está fuera del alcance de este capítulo.

5) Estimación de la capacidad de transporte sólido en la boca con las dimensiones de la sección requeridas para navegación. Si dicha capacidad es holgadamente superior a $Q_{SL} + Q_{Sf}$ la solución analizada cumplirá su objetivo. En caso contrario se puede optar por otra solución o combinarla con dragados de mantención o con el "By-pass" del transporte litoral.

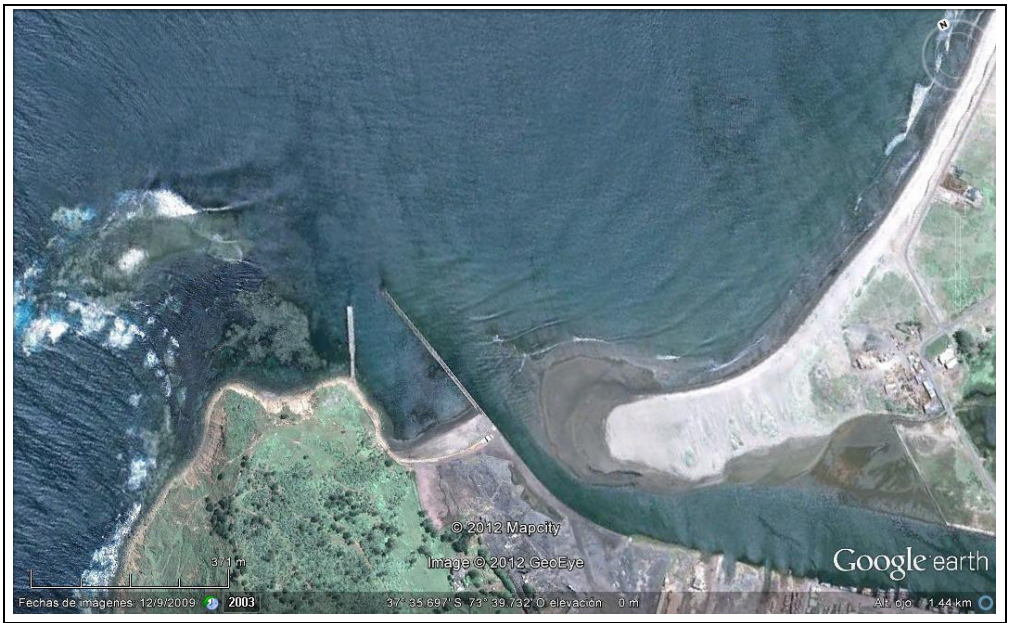
2.5.2.2.5.2 CANAL NAVEGABLE SIN MANTENCIÓN

Con las soluciones que permitan un canal de navegación con el calado requerido y libre de olas rompientes, la persistencia de dichas condiciones sin necesidad de mantenimiento normalmente está relacionada con la capacidad del oleaje rompiente de transferir la totalidad de la arena aportada por el transporte litoral y la carga fluvial ($Q_{SL} + Q_{Sf}$) hacia costa abajo. Cuando el sistema funciona adecuadamente dicho caudal sólido total se deposita en el bajo que se forma costa abajo de la boca y de allí la ola rompiente lo transfiere hacia la orilla.

2.5.2.2.5.3 BOCAS CON UN ESPIGÓN

Cuando el transporte litoral costa arriba de la desembocadura es nulo o muy bajo, si se construye un espigón a barlovento de la boca, se puede estabilizar su posición y favorecer la navegación en ciertas condiciones de oleaje y marea (Figura 2.5.2-39).

Figura 2.5.2-39: Caleta Lebu



Un espigón que fija la posición de la boca.
Transporte Litoral desde el Sur prácticamente nulo.

Fuente: Google Earth

En otros casos un espigón a sotavento de la boca puede impedir la migración de la barra litoral hasta que el acrecentamiento de la barra origina el rebase de aquel (ver Figura 2.5.2-34 y Figura 2.5.2-35).

2.5.2.2.5.4 FUNCIONAMIENTO DE UNA BOCA CANALIZADA POR ESPIGONES

Cuando la relación Q_{SL}/Q_{Sf} es alta normalmente la solución de navegabilidad se logra con la combinación de obras costeras de canalización y la transferencia artificial del transporte litoral Q_{SL} mediante dragado o bombeo de la arena retenida costa arriba de las obras.

Con relaciones más bajas de dicho parámetro suele ser factible mejorar las condiciones de navegación con espigones de canalización que faciliten la transferencia de los sedimentos sin continuidad de bajo de rompientes (Figura 2.5.2-40). En este caso el prisma de mareas y la desigualdad en el patrón de flujo entre llenante y vaciante son fundamentales.

El diseño de la geometría en planta (lay-out) de los espigones de canalización tendrá que tomar en cuenta las complicaciones derivadas de la variabilidad en los regímenes del flujo fluvial y del oleaje. Si el ancho de la boca canalizada se diseña para el caudal fluvial máximo, en períodos de flujo medio y oleaje fuerte se desarrollará la barra litoral. Si por el contrario se diseña para los caudales medios habrá que tomar las previsiones aguas arriba para evacuar las crecidas.

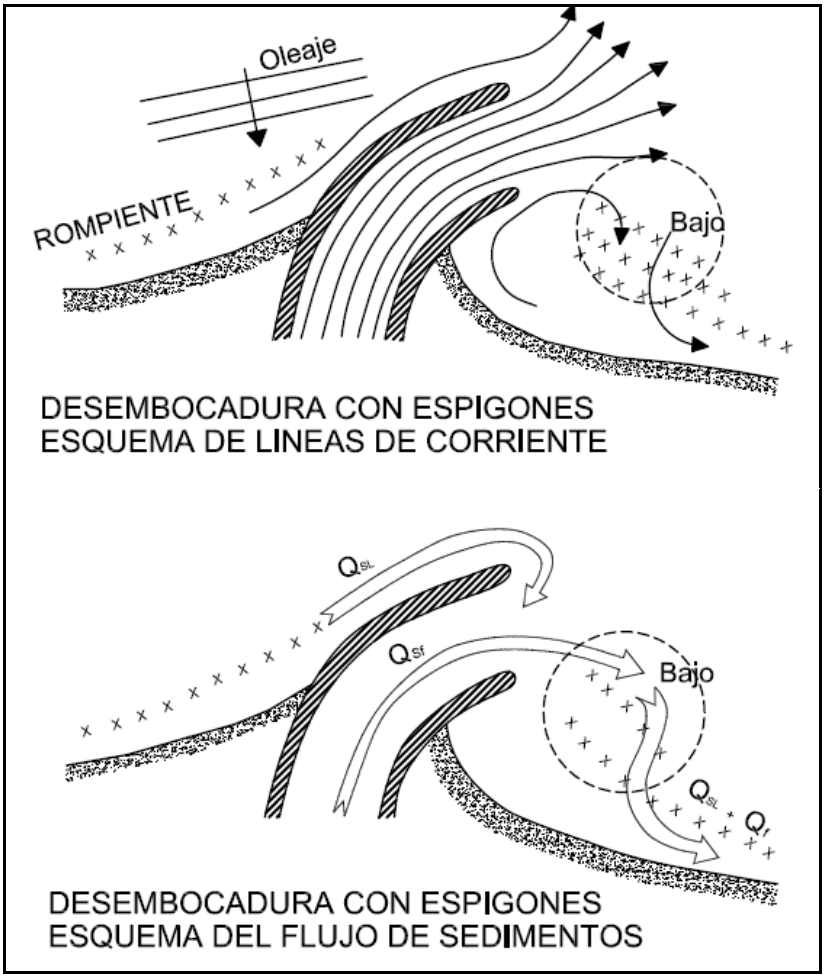
Al igual que ocurre con las bocas naturales, el eje del canal debe ser oblicuo con respecto a la línea de costa por las siguientes razones:

1) El chorro de descarga fluvial al decelerarse depositará los sedimentos en el bajo adyacente costa abajo donde la ola rompiente transfiere los sedimentos hacia la orilla.

2) La oblicuidad con los frentes de onda que rebasan el espigón evitará que el oleaje ejerza sobre los sedimentos del fondo un esfuerzo opuesto al flujo fluvial.

La leve curvatura de los espigones favorece un cambio progresivo de dirección de la Boca para un flujo uniforme y mayor efectividad en el impulso de sedimentos hacia el mar.

Figura 2.5.2-40: Esquema de una desembocadura canalizada con espigones



Fuente: Archivos Propios

2.5.2.2.5.5 MODELACIÓN DE LOS PROCESOS SEDIMENTARIOS EN LAS DESEMBOCADURAS

No existen actualmente modelos matemáticos que reproduzcan en forma analógica la migración de una barra litoral o un bajo de rompientes. Tampoco se puede lograr analogía para estos fenómenos en un modelo físico a escala reducida. Sin embargo, ambas herramientas pueden complementar la experiencia y el dominio de los principios fundamentales para lograr estimaciones satisfactorias para el diseño de Obras de Canalización y las acciones complementarias de mantención y dragado.

2.6 DINÁMICA LITORAL

2.6.1 PRINCIPIOS Y FENÓMENOS BÁSICOS

2.6.1.1 INTRODUCCIÓN

Los fenómenos involucrados en los procesos sedimentarios litorales son muy complejos. La mayor parte de los procesos de interés para la Ingeniería Marítima ocurren en la zona de rompientes donde la hidrodinámica está sumamente complicada por la intensa turbulencia y aireación de las masas de agua. De otro lado la simulación en modelos físicos a escala reducida tiene serias limitaciones debido fundamentalmente a la fuerza de cohesión que aparece si no se distorsiona la escala del tamaño del grano. El estado del arte presenta los resultados de numerosos esfuerzos de investigadores e ingenieros, pero todavía, en la mayoría de los casos, deberá conjugar la mejor combinación de experiencia, mediciones, consulta de bibliografía, modelación matemática y, eventualmente, modelación física, con un criterio conservador y consciente de las incertidumbres y riesgos.

No parece justificarse una lista normativa de los estudios, mediciones y modelaciones para el estudio de los procesos litorales en los proyectos de Ingeniería. Sin embargo, se puede recomendar que todo proyecto costero incluya en las etapas conceptual y básica el diagnóstico de la morfodinámica litoral antes de la intervención y la evaluación de la interacción de las obras y acciones en estudio con dicha morfodinámica. Normalmente el diagnóstico preliminar en la etapa de factibilidad o conceptual, concluirá en la especificación de los estudios, mediciones y metodología de análisis en las siguientes etapas de Ingeniería.

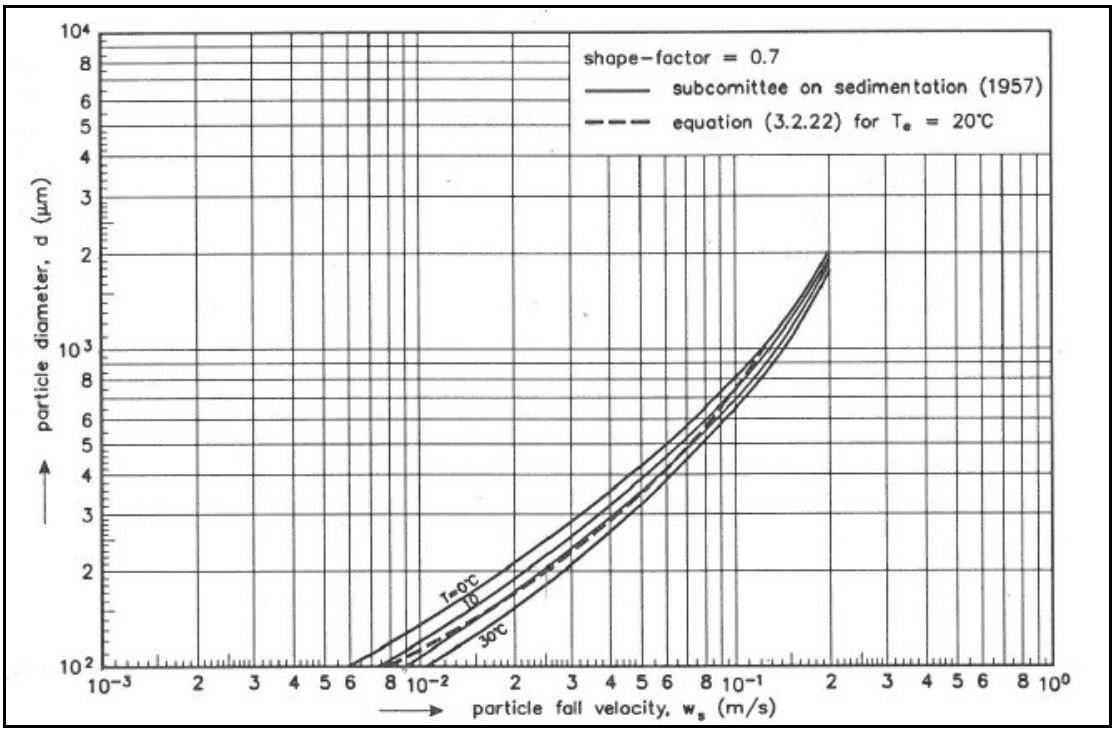
Debido a las incertidumbres observadas en la validación empírica de las formulaciones y métodos de cálculo que presenta la Bibliografía, se recomienda la aplicación de varias fórmulas y distintos enfoques de modelación para captar el nivel de incertidumbre que tendrán los resultados y así seleccionar la solución con el mejor de los criterios.

En los siguientes apartados se presentan en forma muy resumida algunos principios y fenómenos, que son fundamentales para el análisis de los Procesos Litorales, que servirán como guía para que el Ingeniero profundice en la bibliografía recomendada.

2.6.1.2 VELOCIDAD DE CAÍDA DEL GRANO

En un líquido sin aceleración ni turbulencia un grano de sedimento cae con una velocidad relativa resultado del equilibrio entre la fuerza de gravedad y la fuerza hidrodinámica. Esta propiedad tiene un papel fundamental en los mecanismos de los procesos de sedimentación. Sin embargo suele aparecer en forma implícita en las formulaciones y relaciones empíricas en que se basan los cálculos y diseños. En la Figura 2.6.1-1 se muestra la velocidad de caída del grano w_s en función del diámetro d y la temperatura del agua, T.

Figura 2.6.1-1: Velocidad de caída para partículas con tamaño superior a 100 µm



Fuente: US Inter-Agency Committee (1957)

Es importante resaltar que en la inmensa mayoría de las costas la arena es cuarcítica y tiene una densidad relativa próxima a 2.65, para la cual aplica la velocidad de caída del grano a que se refiere la Figura 2.6.1-1. En el caso de arena de distinta densidad o composición, habrá que tomar las previsiones correspondientes. Para la arena coralina véase Van Rijn (1993).

2.6.1.3 MOVIMIENTO INCIPIENTE EN EL FONDO MARINO

La iniciación del movimiento de arena en el fondo marino por efecto del oleaje es un fenómeno complejo que es función de muchos parámetros, entre los cuales los más relevantes son:

a) Propiedades del oleaje (Ho/L , d/L)

b) Textura del fondo (D_{50}, características de ""ripples")

De acuerdo con la bibliografía la mayoría de los métodos para la estimación de las condiciones de movimiento incipiente se basan en el parámetro crítico de Shields:

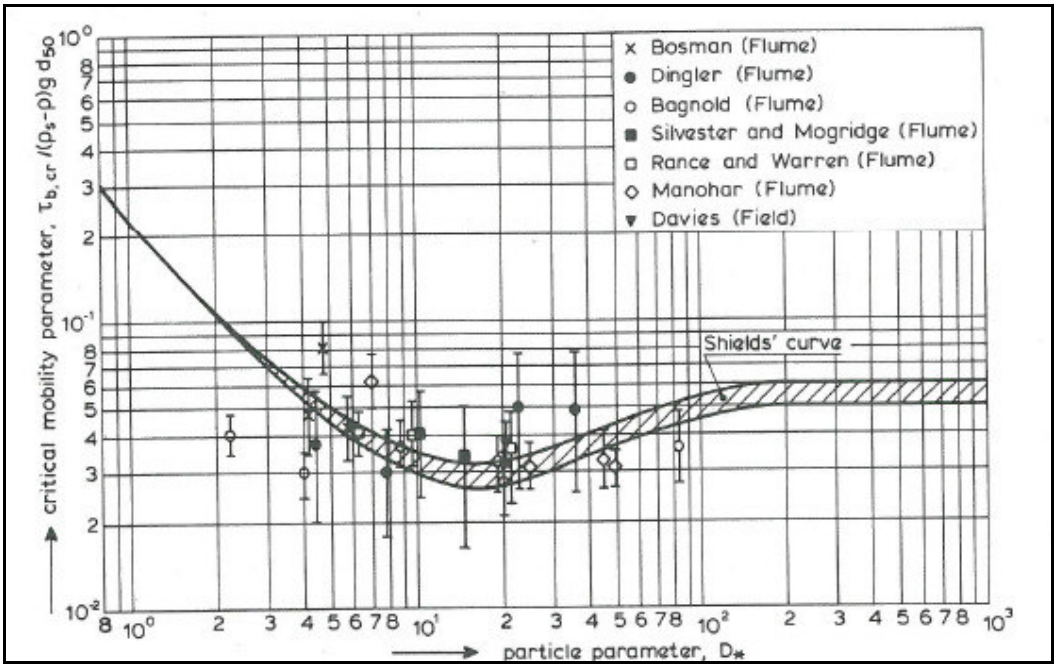
$$\psi_{cr} = \frac{\tau_{bcrit}}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} \qquad (2\text{-}116)$$

Y el parámetro adimensional del grano:

$$D_* = \left[\frac{(s-1)g}{\upsilon^2} \right]^{1/3} D_{50} \qquad (2\text{-}117)$$

En la Figura 2.6.1-2 se presenta esta función para un fondo plano.

Figura 2.6.1-2: Inicio de movimiento de arena por efecto del oleaje sobre fondo plano bajo esfuerzo cortante critico



Fuente: Van Rijn (1989)

El esfuerzo cortante medio en el fondo τ_b puede estimarse para el oleaje de la forma:

$$\tau_b = \frac{\rho}{4} fw\left(\hat{U}\right)^2 \qquad (2\text{-}118)$$

Aplicando teoría lineal y asumiendo un fondo con "ripples" ($f_W \cong 0{,}025$) se obtiene:

$$\hat{U}_{cr} = \left(\frac{160\tau_{bcrit}}{\rho}\right)^{1/2} \qquad (2\text{-}119)$$

Una vez determinada $\hat{U}_{cr}$ se puede deducir cualquiera de las magnitudes del oleaje (*H*, *T* y *d*) (*Hs*, *Tp*, en el caso de oleaje real) en función de las otras.

2.6.1.4 RUGOSIDAD Y ONDULACIONES DEL FONDO MARINO

Normalmente la superficie de las formas que se presentan en el fondo de una playa (barra de rompientes, canaleta, escalón de orilla, etc.) es esencialmente plana, pero en la escala milimétrica, determinante de la rugosidad hidráulica, ésta suele estar constituida por pequeñas dunas "*ripples*"). Van Rijn (1993) presenta un estudio detallado para la estimación de las características geométricas de los "*ripples*".

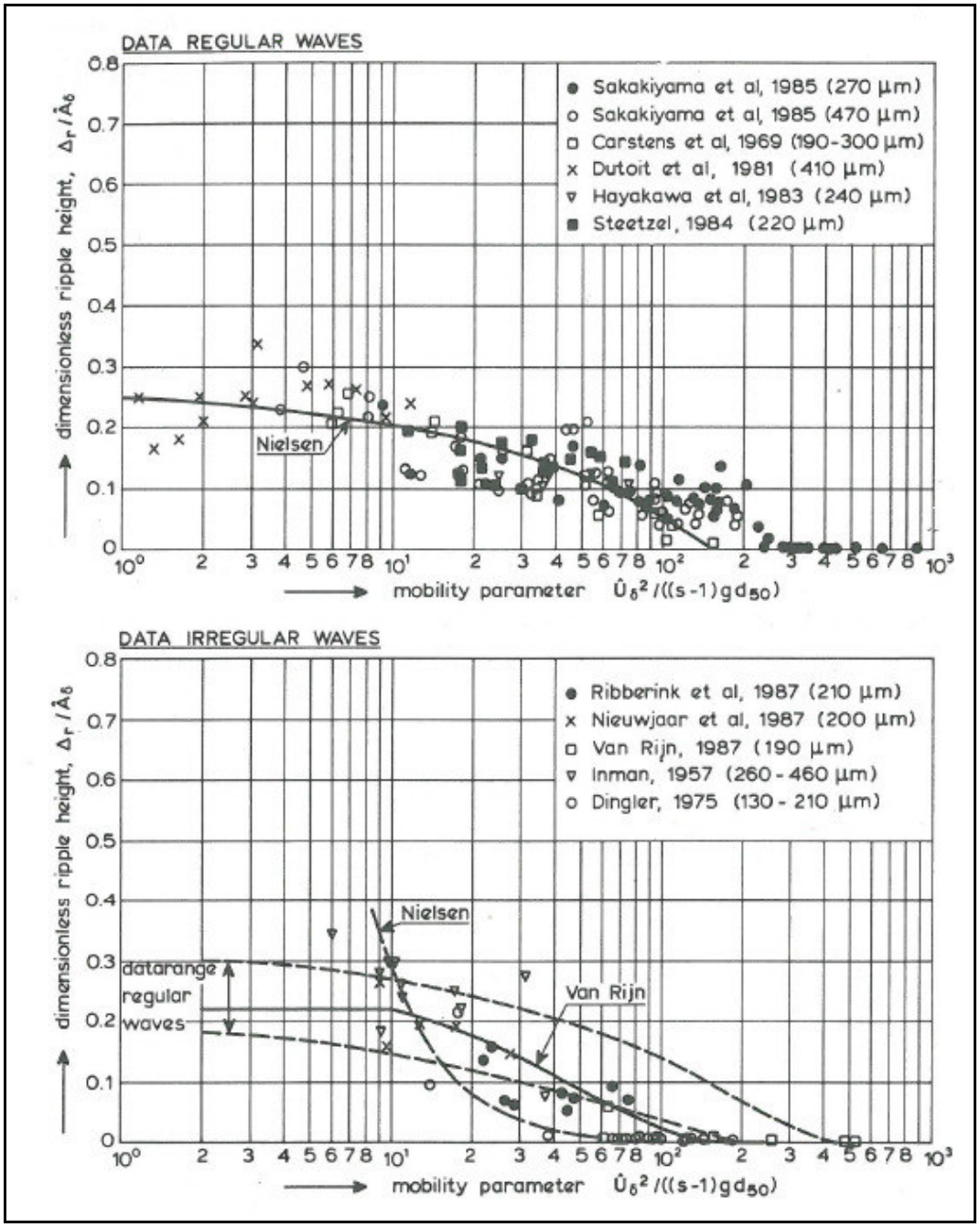
La altura Δr y la longitud del "ripple" λr están relacionadas con la excursión orbital A_δ y el parámetro de movilidad del grano D.

$$\frac{\Delta r}{A_\delta}, \frac{\Delta r}{\lambda r} = F(\psi) \tag{2-120}$$

$$\psi = \frac{(\hat{U}_\delta)^2}{(s-1)gD_{50}} \tag{2-121}$$

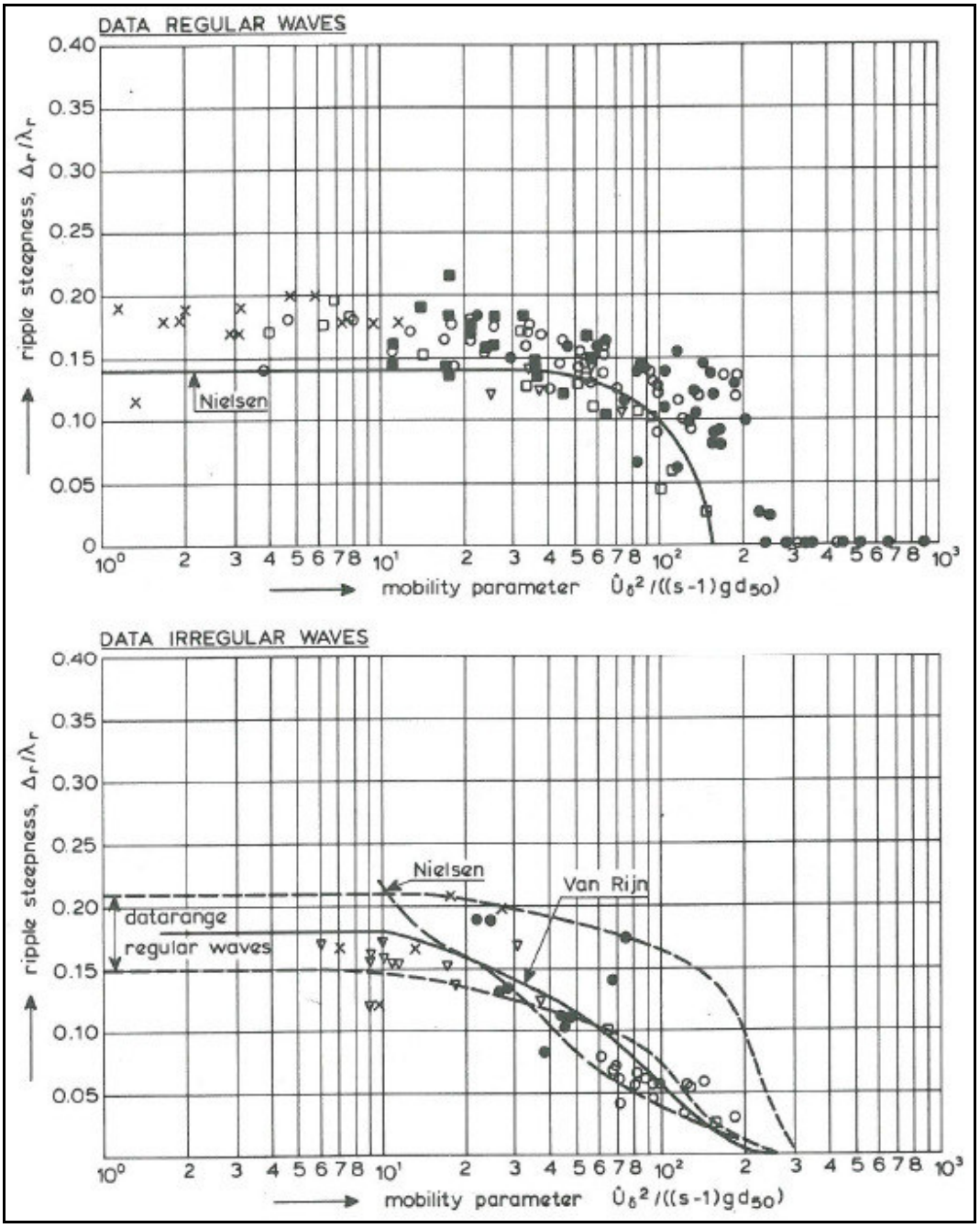
Las Figura 2.6.1-3 y Figura 2.6.1-4, presentan los datos empíricos y funciones recomendadas para el oleaje regular e irregular.

Figura 2.6.1-3: Altura del "ripple"



Fuente: Van Rijn (1989)

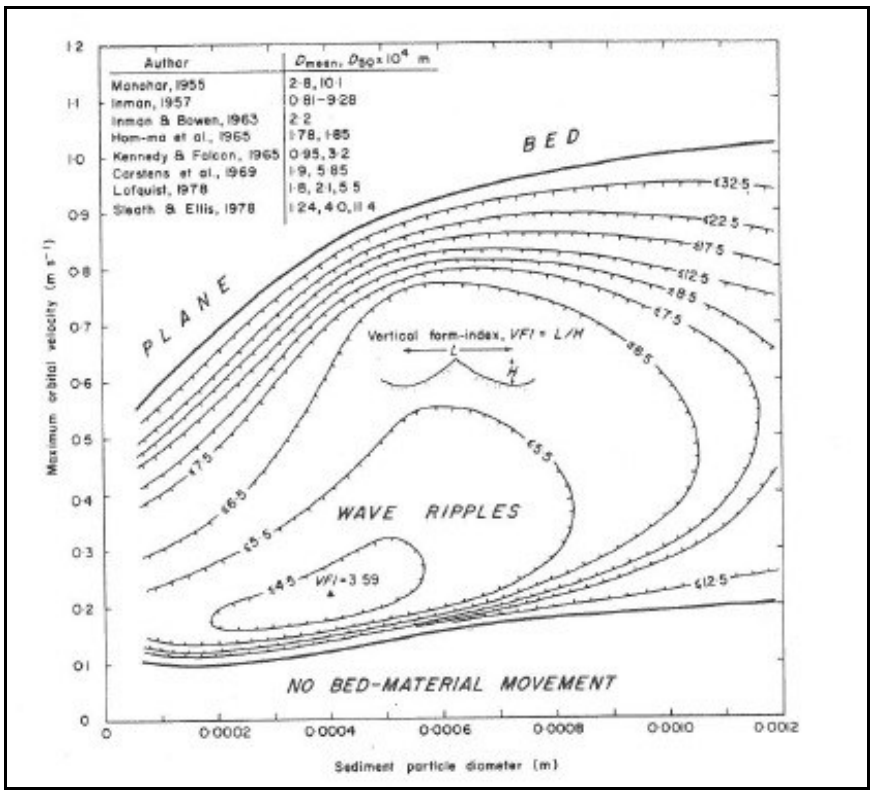
Figura 2.6.1-4: Longitud del "ripple"



Fuente: Van Rijn (1989)

La Figura 2.6.1-5 presenta la región de diámetro de grano y velocidad orbital máxima en que se presentan los "*ripples*".

Figura 2.6.1-5: Diagrama de clasificación de la forma del fondo para olas.



Fuente: Allen (1982)

Para la mayoría de los casos prácticos en aguas someras la altura de la ondulación Δr está entre 2 y 4 cm y la longitud entre cresta y cresta, λ_r, entre 10 y 20 cm.

2.6.1.5 TIPOS DE MOVIMIENTO DE SEDIMENTOS GRANULARES

El transporte de los granos de un lecho de arena puede ser en la forma de arrastre de fondo o en suspensión. Usualmente se distinguen tres tipos de movimiento de las partículas: a) rodamiento y deslizamiento, b) saltación y c) suspensión.

En la zona de rompientes, donde ocurre la casi totalidad del transporte litoral, el barrido de la ola rompiente, con su intensa turbulencia, induce la continua re-suspensión del sedimento, por lo que, es difícil analizar ambas porciones por separado, tal como se suele hacer en el caso de corrientes uniformes sin oleaje.

Fuera de la zona de rompientes, el transporte de sedimentos con flujo oscilatorio presenta algunas peculiaridades que no tiene el transporte con corriente. El flujo oscilatorio tiene un campo de velocidades asimétrico y, en consecuencia, un campo de tensiones tangenciales asimétrico. En estas circunstancias, el transporte neto es el resultado de la acción del flujo en cada uno de los sentidos. En caso de que el sedimento esté en suspensión, el sentido del transporte depende de la velocidad de caída del grano y de la altura alcanzada durante la puesta en suspensión, en función de la forma del lecho.

Por otro lado, la gran parte del transporte de sedimentos en suspensión con flujo oscilatorio fuera de la zona de rotura, está confinado en una pequeña región del orden de 3 a 5 veces la altura de los *ripples* o al espesor de la capa de flujo de lámina. Consecuentemente, es habitual ignorar la clásica división de transporte por fondo y transporte en suspensión y evaluar el transporte total con flujo oscilatorio por uno de los dos procedimientos siguientes: 1) formulaciones análogas a las fórmulas de transporte por fondo con corriente y 2) integración del producto concentración de sedimento por la velocidad de las partículas en la columna de agua, como si se tratase, realmente, de un transporte en suspensión. Este segundo método puede aplicarse a cantidades medias, concentración media y velocidad media de desplazamiento de las partículas, o a cantidades instantáneas, obteniéndose el transporte neto, promediando el transporte instantáneo en un período. Esta solución resulta más compleja y, probablemente, difícil de ajustar, dado el reducido número de datos fiables disponibles.

2.6.1.6 ROMPIMIENTO DE LA OLA

Normalmente más del 90% del transporte longitudinal de arena en una playa ocurre en la zona de rompientes, por lo que dicho transporte debe estar condicionado por el fenómeno del rompimiento, tanto en el punto donde se inicia, como en su propagación hasta la orilla.

En la sección 2.5.1.5 se presenta más información del fenómeno.

En relación con los procesos litorales en playas abiertas totalmente constituidas por arena, siempre la rompiente es “descrestante” o “voluta” y, frecuentemente, en la transición entre ambos tipos. En el punto de rompiente suele predominar la forma de

"voluta" y en la zona de rompientes, la forma de "descrestante". En lo sucesivo el tipo de rompiente se referirá específicamente al punto de rompimiento.

2.6.1.7 CORRIENTE LITORAL

En este apartado, sólo se señalan los aspectos de mayor interés para la determinación de la corriente longitudinal (paralela a la playa) en la zona de rompientes o "corriente litoral", principal fenómeno asociado al Transporte Litoral de sedimentos

Si se toman en cuenta únicamente las fuerzas del oleaje rompiente y la resistencia por fricción en el fondo, suponiendo condiciones estacionarias y promedios temporales, Longuet-Higgins (1953) presentó la solución de la corriente litoral V (Velocidad media en la zona de rompientes) por efecto de la oblicuidad del frente de onda rompiente resolviendo las ecuaciones del movimiento, aplicando el concepto de los esfuerzos de radiación, considerando el flujo de momentum que transmite la ola rompiente en la dirección paralela a la orilla a través de un plano paralelo a la orilla. La solución tiene como hipótesis una playa rectilínea y de perfil plano constante, teoría lineal, oblicuidad baja y altura de ola en la zona de rompientes variando linealmente desde Hb en el punto de rompiente hasta cero en la orilla:

$$V = \frac{5\pi}{16}\frac{\tan\beta^{+}}{C_f}\gamma_b\sqrt{gd}\sin\alpha\cos\alpha \qquad (2\text{-}122)$$

Donde

V : Velocidad de la corriente litoral

$\tan\beta^{+}$: Pendiente de playa modificada para configuración del perfil

$$= \frac{\tan\beta}{1+\frac{3\gamma_b^{\,2}}{8}}$$

C_f : Coeficiente de fricción del fondo

γ_b : Ángulo de la cresta de la ola relativo a los contornos del fondo

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b} \tag{2-123}$$

La pendiente modificada del fondo tan β^+ incluye el cambio de profundidad por el "set up" en la zona de rompientes. El coeficiente C_f suele variar entre 0,005 y 0,01. Este parámetro se utiliza frecuentemente para calibrar la ecuación cuando se dispone de mediciones.

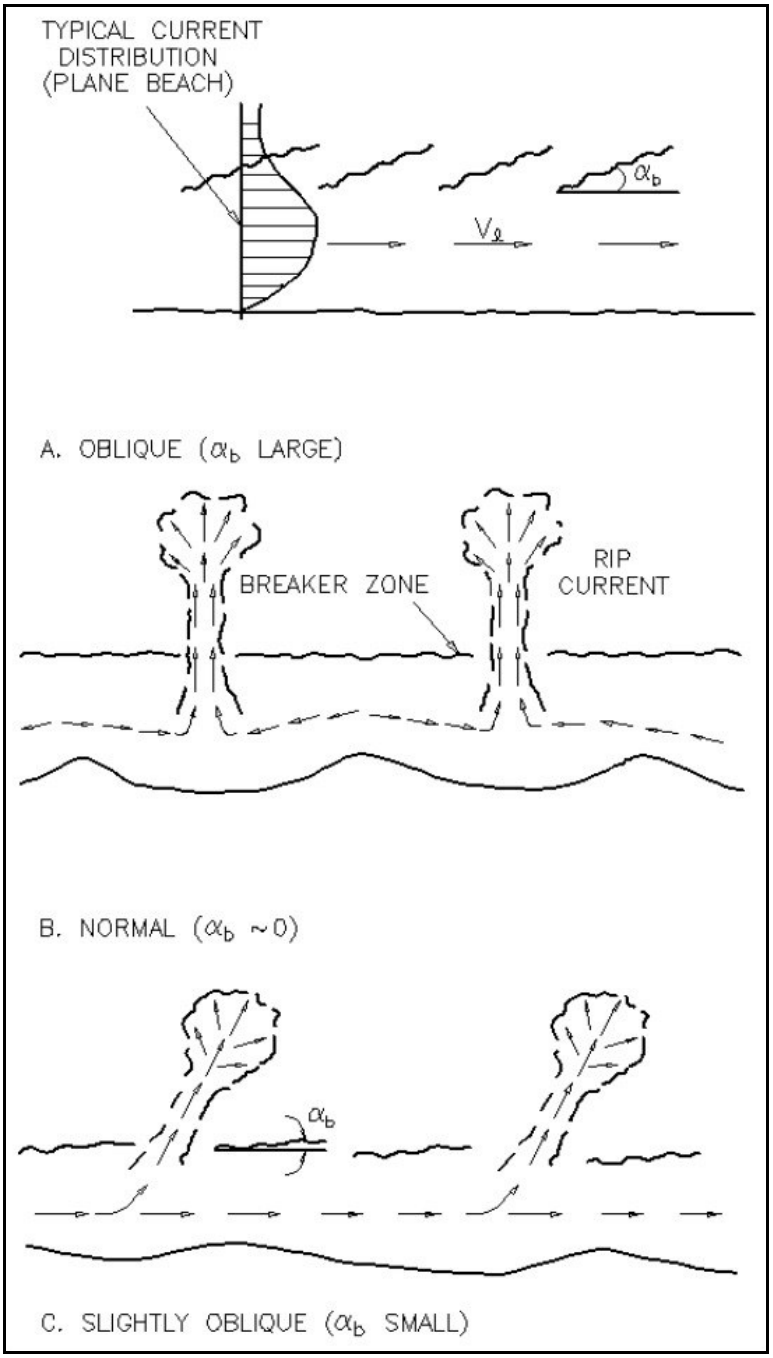
Komar (1979) presenta una expresión para la estimación de la velocidad media en vertical máxima hacia el centro de la zona de rompientes:

$$V_{mid} = 1{,}17 \sqrt{g\, H_{rms,b}}\ \text{sen}\ \alpha_b\ \cos\ \alpha_b \tag{2-124}$$

En la realidad, la corriente litoral no es continua a lo largo de la playa y frecuentemente está interrumpida por corrientes de retorno en forma de chorros dirigidas hacia el mar, denominadas "rip currents".

Las corrientes de retorno "rip currents" se presentan en las playas abiertas prácticamente sin excepción y son las principales responsables de los transportes transversales de arena. En la Figura 2.6.1-6 se presenta un esquema de dichas corrientes. Estas son corrientes fuertes, estrechas, que fluyen afuera de la zona de rompientes. Son alimentadas por la corriente litoral, que se incrementa desde casi cero entre dos "rip currents" vecinas hasta un máximo inmediatamente antes de girar hacia el mar formando dicha corriente. Ellas ocurren en forma relativamente periódica a lo largo de la playa, formando celdas, produciendo canales por erosión que se visualizan por la interrupción parcial del rompimiento. Son muy peligrosas para los bañistas.

Figura 2.6.1-6: Sistema de circulación cerca de la costa



Fuente: Coastal Engineering Manual

Le Blond (1972), basándose en el mismo desarrollo de Longuet-Higgins, complementó dicha solución incluyendo el gradiente de H_b en dirección paralela a la costa (Normalmente por efecto de difracción a sotavento de un rompeolas) obteniendo la expresión:

$$V_{GH} = K_{GH}\left[3 - 2\cos^2 \alpha_b\right]\frac{1}{m}\frac{d_b}{H_b}\frac{\partial H_b}{\partial y} \qquad (2\text{-}125)$$

Donde K_{GH} es un factor dimensional que incluye los parámetros de la ola rompiente (H_b, d_b y m), la aceleración de gravedad g y el coeficiente de fricción del fondo. Esta expresión muestra que para unas condiciones específicas de oleaje, pendiente del fondo y α_b, la corriente litoral es proporcional al gradiente longitudinal negativo de H_b.

2.6.1.8 TRANSPORTE LITORAL LONGITUDINAL

2.6.1.8.1 DEFINICIONES

El Transporte Litoral se expresa como la tasa del volumen trasportado Q_l el cual tiene unidades de metros cúbicos por día (m^3/d). De este volumen el 60% está constituido por granos sólidos mientras el 40% lo constituye el espacio vacío entre las partículas.

Otra representación del Transporte Litoral es la tasa de peso sumergido, la cual se relaciona con el volumen de sedimentos por:

$$I_l = (\rho_s - \rho)g(1-n)\cdot Q_l \qquad (2\text{-}126)$$

$$Q_l = \frac{I_l}{(\rho_s - \rho)g(1-n)} \qquad (2\text{-}127)$$

Donde:

ρ_s : Densidad del grano

ρ : Densidad del agua

g : Aceleración de gravedad

n : porosidad del sedimento ($n \approx 0{,}4$)

El parámetro (1 - n)·Q_l representa el volumen transportado de sólidos únicamente. Una ventaja de usar I_l es que la misma incorpora los efectos de densidad de los granos del sedimento.

2.6.1.8.2 TRANSPORTE LITORAL POTENCIAL POR OBLICUIDAD DE LA OLA ROMPIENTE

Cuando se habla de transporte potencial, el término potencial implica que la playa es larga, que está totalmente constituida por arena, que el sedimento está disponible en cantidades suficientes para el transporte y que los obstáculos como rompeolas o espigones no detienen o restringen el transporte.

2.6.1.8.2.1 MÉTODO DEL FLUJO DE ENERGÍA

La tasa de Transporte Litoral potencial depende de la cantidad de material litoral disponible, comúnmente correlacionado con la llamada componente longitudinal (paralela a la costa) de energía del oleaje.

$$P_l = \left(EC_g\right)_b \operatorname{sen}\alpha_b \cos\alpha_b \qquad (2\text{-}128)$$

Donde:

Eb : Energía de la ola evaluada en la rompiente

Cgb : Celeridad de grupo en la rompiente

$$E_b = \frac{\rho g H_b^{\,2}}{8} \qquad (2\text{-}129)$$

$$C_{gb} = \sqrt{gd_b} = \left(g\frac{H_b}{\kappa}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (2\text{-}130)$$

Donde:

κ : Índice de rompiente H_b/d_b

$(E \cdot C_g)_b$: Flujo de energía de oleaje evaluado en la rompiente

α_b : Ángulo entre la ola rompiente y la línea de costa

Los términos H_b y d_b son función de L_o, H_o' y la pendiente del fondo.

El transporte de peso sumergido I_l tiene las mismas unidades que P_l:

$$I_l = KP_l \tag{2-131}$$

Donde:

K : Coeficiente de proporcionalidad empírico adimensional

La ecuación 2-129 puede ser escrita:

$$I_l = KP_l = K\left(EC_g\right)_b \operatorname{sen}\alpha_b \cos\alpha_b \tag{2-132}$$

Suponiendo la rompiente en aguas someras,

$$I_l = K\left(\frac{\rho g {H_b}^2}{8}\right)\left(\frac{gH_b}{\kappa}\right)^{\frac{1}{2}} \operatorname{sen}\alpha_b \cos\alpha_b \tag{2-133}$$

$$I_l = K\left(\frac{\rho g^{3/2}}{8\kappa^{1/2}}\right) {H_b}^{5/2} \operatorname{sen}\alpha_b \cos\alpha_b \tag{2-134}$$

$$I_l = K\left(\frac{\rho g^{3/2}}{16\kappa^{1/2}}\right) H_b{}^{5/2}\,\mathrm{sen}(2\alpha_b) \qquad (2\text{-}135)$$

Es conveniente recordar que en algunas condiciones de oleaje y pendiente del fondo puede ser diferente la expresión de la celeridad de grupo, C_g. Al aplicar coeficientes determinados empíricamente es importante identificar en forma precisa la fórmula que se utilizó para el cálculo de dichos coeficientes.

Usando la ecuación 2-125, se tiene:

$$Q_l = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1-n)} P_l \qquad (2\text{-}136)$$

$$Q_l = K\left(\frac{\rho\sqrt{g}}{16\kappa^{1/2}(\rho_s - \rho)(1-n)}\right) H_b{}^{5/2}\,\mathrm{sen}(2\alpha_b) \qquad (2\text{-}137)$$

El coeficiente K está definido en base a la media cuadrática (r_{ms}) de la altura de ola rompiente. El Shore Protection Manual muestra un coeficiente adimensional K = 0,39 basado en la altura significativa de ola. El valor *SPM* correspondiente es K_{SPMrms} =0,92.

Esta fórmula identificada como "fórmula del CERC (Coastal Engineering Research Center)" está generalmente aceptada por el amplio respaldo de mediciones en el campo. Sin embargo es notablemente simplista y no refleja la gran complejidad del fenómeno y de la morfología del fondo, incluso en las playas totalmente constituidas por arena con baja variabilidad de D_{50} a lo largo del perfil transversal.

El CEM (Coastal Engineering Manual) recomienda utilizar fórmulas con constantes empíricas determinadas mediante evaluación volumétrica del transporte litoral en la naturaleza, debido a que, generalmente, las mediciones en el laboratorio subestiman las tasas de transporte, fundamentalmente por efectos de escala.

Entre tantos parámetros y variables morfológicas que influyen en el movimiento de arena por acción del oleaje, la bibliografía mayormente apunta a que el valor de K es función de: a) el tamaño del grano, D_{50} y *b*) el tipo de rompiente.

El parámetro *K* es en realidad función de todos los parámetros hidrodinámicos y geométricos que no está incluidos explícitamente en estas fórmulas, por lo que la dispersión en la validación empírica es notable. Uno de los parámetros es el tamaño del grano de arena. Estos valores empíricos de *K* fueron determinados con arena de cuarzo con tamaño de grano entre 0,2 mm a 1,0 mm, y alturas de ola desde 0,5 a 2,0 m. Posteriormente, del Valle, Medina y Losada (1993) presentaron la siguiente relación empírica para la dependencia de *K* con el tamaño del grano D_{50}:

$$K = 1{,}4e^{(-2{,}5D_{50})} \tag{2-138}$$

Entre otras expresiones que se encuentran en la bibliografía para estimar el transporte Litoral potencial la fórmula de Kamphuis (1991) está ampliamente aceptada.

$$Q_{t,im} = 2.3(T_p)^{1.5}(\tan\beta)^{0.75}(D_{50})^{-0.25}(H_{s,b})^2[sen(2\alpha_b)]^{0.6} \tag{2-139}$$

Donde:

$Q_{t,im}$: Transporte litoral (Masa sumergida), kg/s

$H_{s,b}$: Altura significativa en el punto de rompimiento, m

$$\tan\beta = \frac{H_b}{y_b} \tag{2-140}$$

El valor 2,3 es un coeficiente dimensional en el sistema SI, asumiendo agua salada (1.030 kg/m^3)

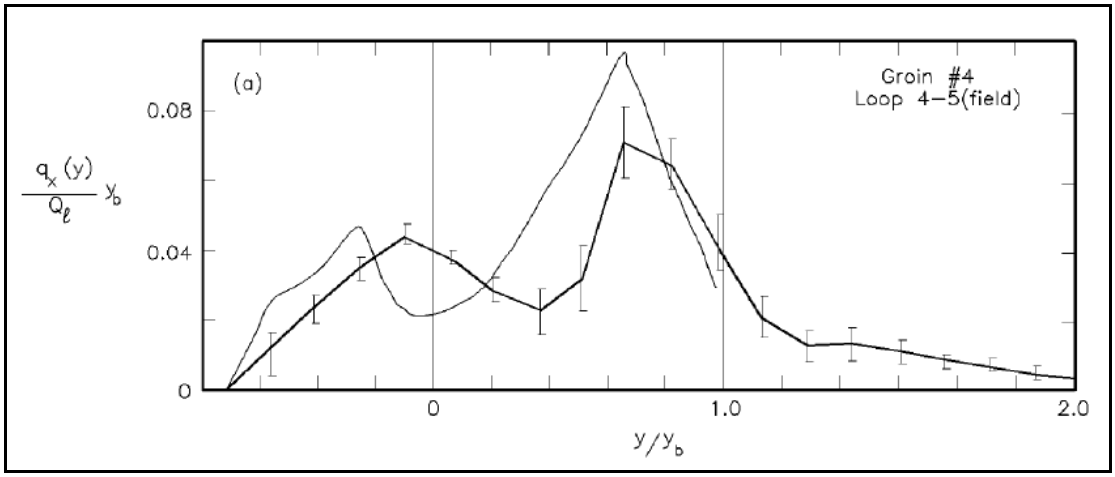
Van Rijn (2001) presenta un trabajo con respaldo de mediciones en el que profundiza en la influencia de D_{50}, *m*, *Tp* y la forma del perfil. En este trabajo, también se evalúan comparativamente las fórmulas del CERC y de Kamphuis.

2.6.1.8.3 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DEL TRANSPORTE LITORAL

En general las mediciones en prototipo y en laboratorio muestran que entre el 10% y el 30% del transporte longitudinal ocurre mar afuera del punto de rompimiento, aunque es muy probable que en la mayoría de los casos en prototipo no sea mucho mayor del 10%. En consecuencia, el sector de mayor interés es la zona de rompientes.

En la Figura 2.6.1-7 se muestran dos perfiles de distribución transversal obtenidos de experimentos de campo y laboratorio (mediciones en laboratorio línea fina y mediciones de campo línea gruesa). Se observa un primer máximo en la parte exterior de la zona de rompientes cerca del punto de rompimiento, y un segundo máximo concentración en la zona de resaca (frente de la playa).

Figura 2.6.1-7: Distribución transversal del transporte litoral medido en el laboratorio y en terreno



Fuente: Coastal Engineering Manual, Figure III-2-21

Donde:

qx (y) : Transporte local longitudinal por unidad de ancho costa afuera

Q_l : Transporte longitudinal de sedimentos

y_b: : Coordenada transversal a la línea de rompiente del oleaje

y : Coordenada transversal a la costa

2.6.1.8.4 TRANSPORTE LITORAL POTENCIAL POR GRADIENTE TRANSVERSAL DE ALTURA ROMPIENTE

Cuando en el proceso de propagación de oleaje hacia la costa se producen gradientes importantes de H_b en dirección paralela al frente de onda, se induce una componente del flujo de cantidad de movimiento en la zona de rompientes que contribuye a la impulsión de la corriente litoral. Esta fuerza, obviamente, tiene la dirección opuesta a dicho gradiente y su introducción en la formulación del Transporte longitudinal potencial (Hanson y Kraus, 1987, Kamphuis 1991) resulta en la expresión:

$$Q_l = H^2{}_{bsig} C_{gb} \left(a_1 seno2\alpha_b - a_2 \cos\alpha_b \frac{dH_{bsig}}{dx} \right) \quad (2\text{-}141)$$

$$a_1 = \frac{K_1}{16\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)(1-n)(1{,}416)^{\frac{5}{2}}} \quad (2\text{-}142)$$

$$a_2 = \frac{K_2}{8\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)(1-n)m(1{,}416)^{\frac{7}{2}}} \quad (2\text{-}143)$$

Donde:

$H_{b\,sig}$: Altura significativa de rompiente

C_{gb} : Celeridad de grupo en la línea de rompiente del oleaje

n : Porosidad de los sedimentos en el sitio

Donde K_1 y K_2 son coeficientes empíricos, tratados como parámetros de calibración, y m es la pendiente promedio de fondo desde la línea de costa hasta la profundidad de transporte longitudinal activo. El factor 1,416 se utiliza para modificar K_1 y K_2 con la finalidad de usar altura de ola significativa en lugar de altura de ola *rms*. Ambos coeficientes deben ser vistos como parámetros de calibración a ser ajustados con mediciones de los cambios en la posición de la línea de costa.

El primer término de la ecuación 2-141 corresponde a la ecuación 2-137, y calcula el transporte de arena longitudinal producido por oleaje (rompiente) incidente oblicuo. El segundo término de la ecuación 2-141, describe los efectos del gradiente longitudinal en

la altura de ola rompiente. La contribución del gradiente longitudinal en la altura de ola es usualmente mucho más pequeña que el de la ola incidente oblicua en una costa abierta. Sin embargo, en la vecindad de estructuras, donde la difracción produce un sustancial cambio en la altura de ola rompiente sobre una considerable longitud de playa, la inclusión del segundo término resulta indispensable.

2.6.1.8.5 FACTORES QUE REDUCEN EL TRANSPORTE LITORAL

La estimación de la magnitud del transporte litoral desarrollada en la sección anterior aplica a una playa larga, sub-rectilínea, totalmente constituida por arena, de perfil aproximadamente constante y con cambios lentos en el régimen de oleaje.

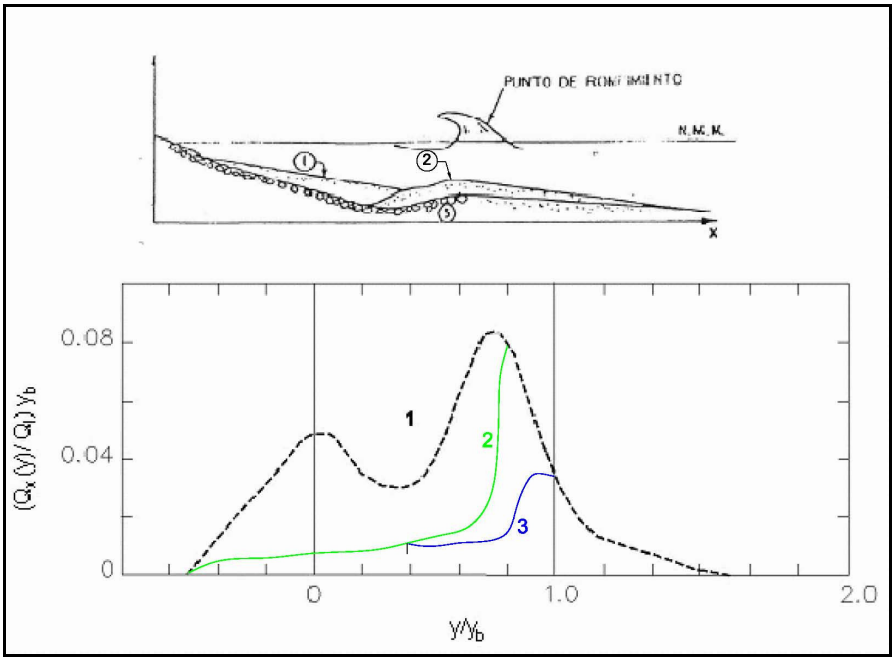
En el análisis de la morfodinámica litoral, que se tratará posteriormente, es muy relevante considerar los principales factores que reducen dicho transporte potencial. Los más relevantes y frecuentes son:

a) Existencia de grava, cantos rodados o fondo rocoso en parte de la zona de rompientes.

b) Obstáculos naturales o artificiales que emergen de la orilla.

c) Formaciones rocosas aisladas que afloran en forma notable del fondo o incluso emergen de la superficie del mar.

Figura 2.6.1-8: Reducción del transporte potencial por cantos rodados o grava en el fondo



Fuente: Bodge 1986

Donde:

Qx (y) : Transporte local longitudinal por unidad de ancho costa afuera

y_b: : Coordenada transversal a la línea de rompiente del oleaje

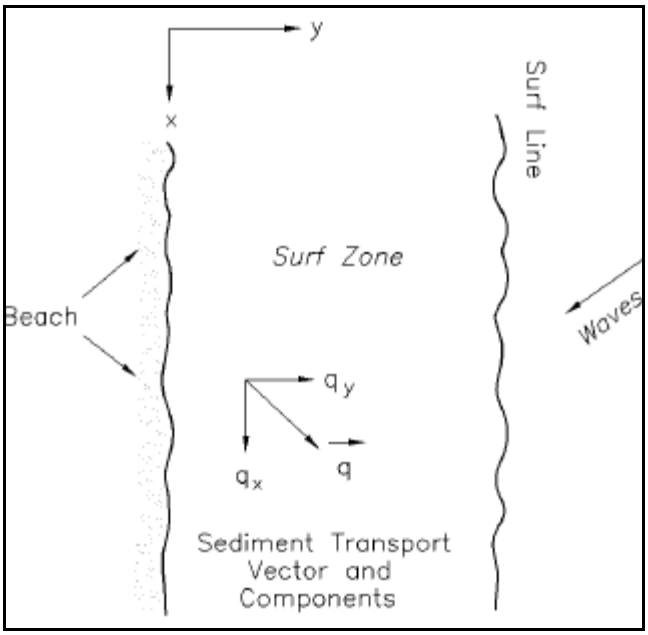
y : Coordenada transversal a la costa

En el caso 1, en que una porción de la zona de rompientes esté constituida por material de muy baja movilidad, el Transporte Litoral real puede ser una pequeña fracción del potencial. Las singularidades morfológicas en los casos 2 y 3, además de reducir significativamente dicho transporte, también suelen amortiguar los procesos evolutivos de la morfología asociados a variaciones en el clima de oleaje o en la alimentación de sedimentos. La curva a trazos de la Figura 2.6.1-8 (curva 1) es la adoptada en esta Guía para representar la distribución transversal del Transporte Litoral Potencial.

2.6.1.9 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TRANSVERSAL A LA ORILLA

El transporte de sedimentos en un punto en las cercanías de la orilla es un vector con ambas componentes transversal y longitudinal como se muestra en la Figura 2.6.1-9. Aún existe incertidumbre acerca de ciertos aspectos de las componentes del transporte de sedimentos que incluyen los efectos del tamaño del grano, batimetría con barras longitudinales y canales de retorno, y la distribución del transporte longitudinal y transversal.

Figura 2.6.1-9: Componentes del transporte de sedimentos: Componente longitudinal (q_x) y transversal (q_y)



Fuente: Coastal Engineering Manual

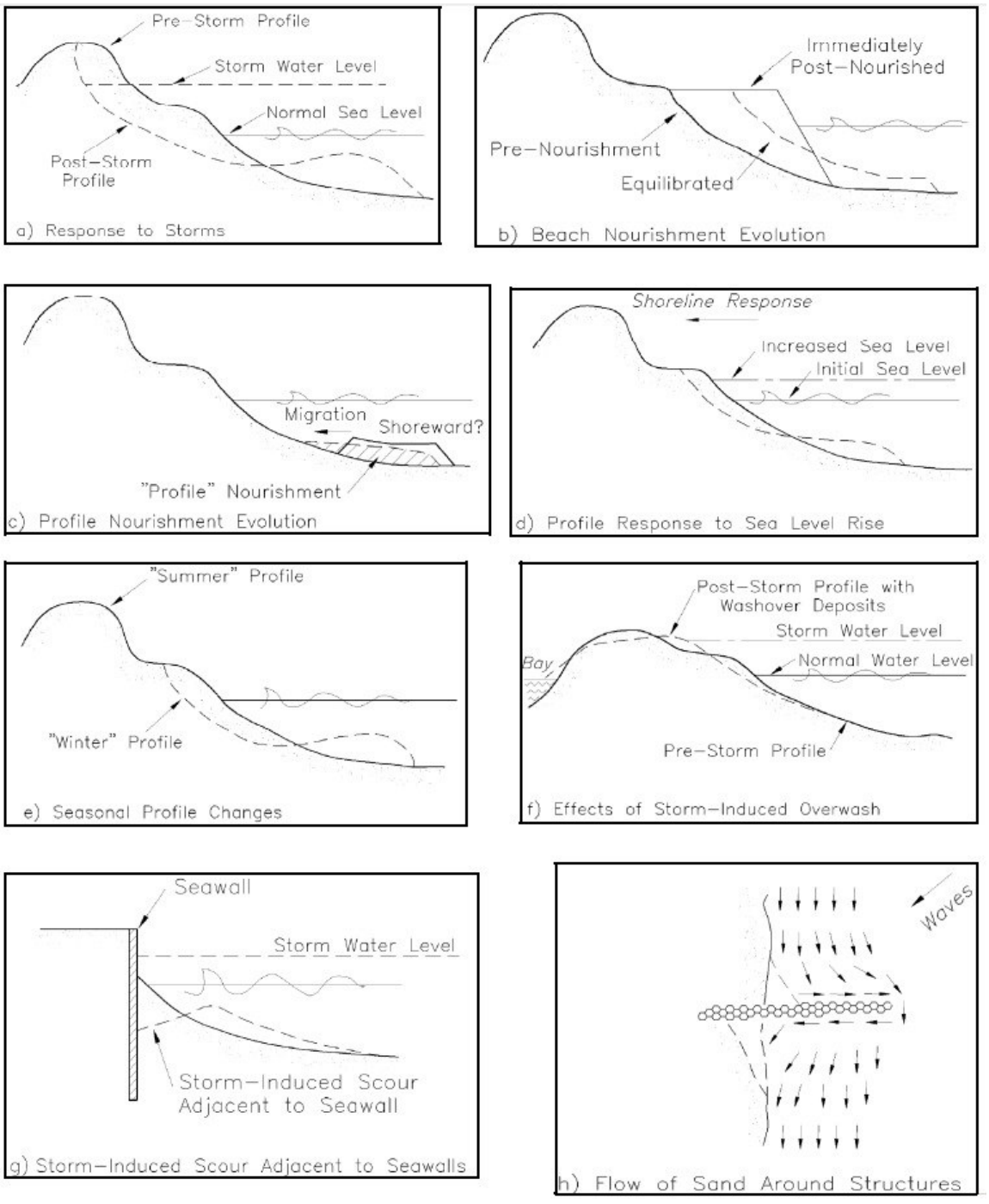
El transporte transversal de sedimentos es relevante para un número de problemas de ingeniería de costas, incluyendo:

- Bermas y dunas debidas a tormentas.
- Evolución del perfil de playa alimentada artificialmente cuando la pendiente del relleno es superior a la de equilibrio.

- Perfiles de alimentación de playas en los cuales la arena es colocada cerca de la costa con la esperanza de que la misma se moverá hacia la parte seca de la playa.
- Cambios estacionales de la posición de la línea de costa.
- Proceso de transporte hacia la tierra, debido al sobrepaso debido a las elevadas mareas y oleajes.
- Erosión en las estructuras paralelas a la costa.
- Flujo de arena tridimensional alrededor de las estructuras costeras, en las cuales la mayor y menor inclinación en los lados (costa arriba y costa abajo) de la estructura induce las componentes hacia tierra y mar respectivamente.

Estos problemas se esquematizan en la Figura 2.6.1-10.

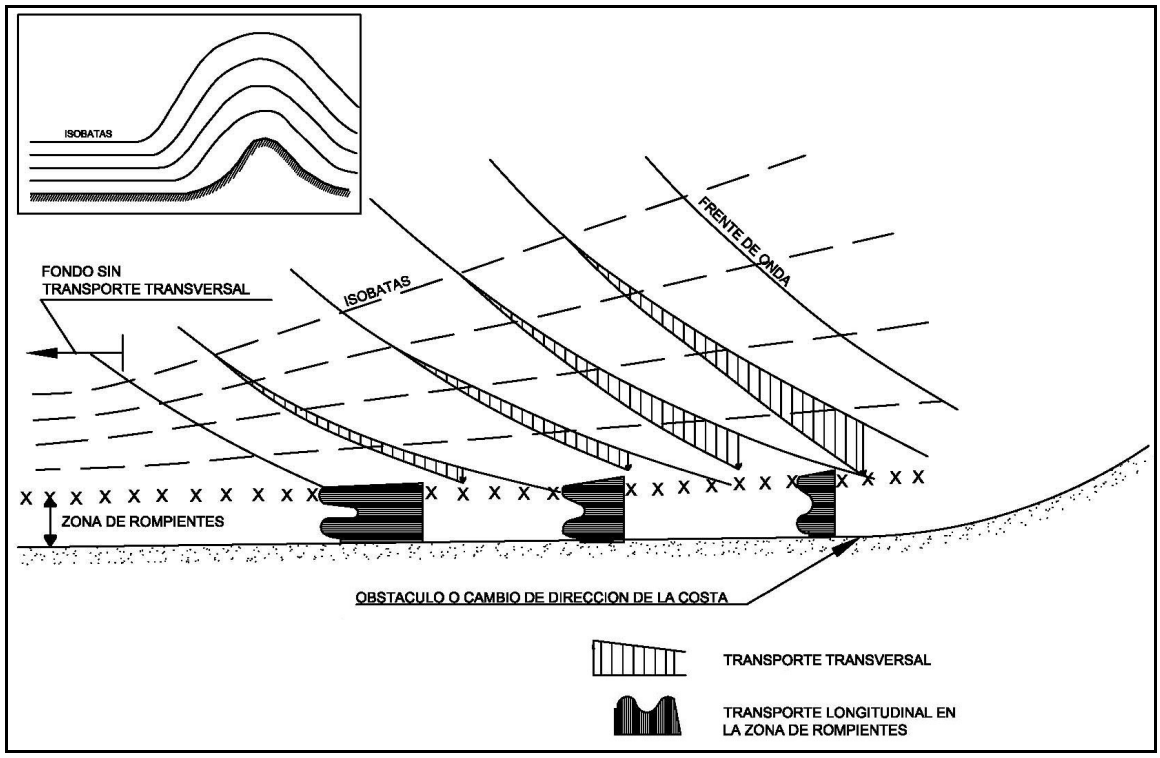
Figura 2.6.1-10: Problemas y procesos en los cuales el transporte transversal a la costa es relevante.



Fuente: Coastal Engineering Manual

Una variante del transporte transversal se debe a la asimetría en la ola real no lineal en las proximidades de la zona de rompientes cuando una punta y su consiguiente promontorio submarino, resultan en isóbatas convergentes en el sector costa debajo de la punta.

Figura 2.6.1-11: Flujo de arena en una playa con fondo con isobatas convergentes



Fuente: Archivo propio

2.6.1.10 MORFODINÁMICA LITORAL

2.6.1.10.1 DIAGNÓSTICO DE LA MORFODINÁMICA LITORAL

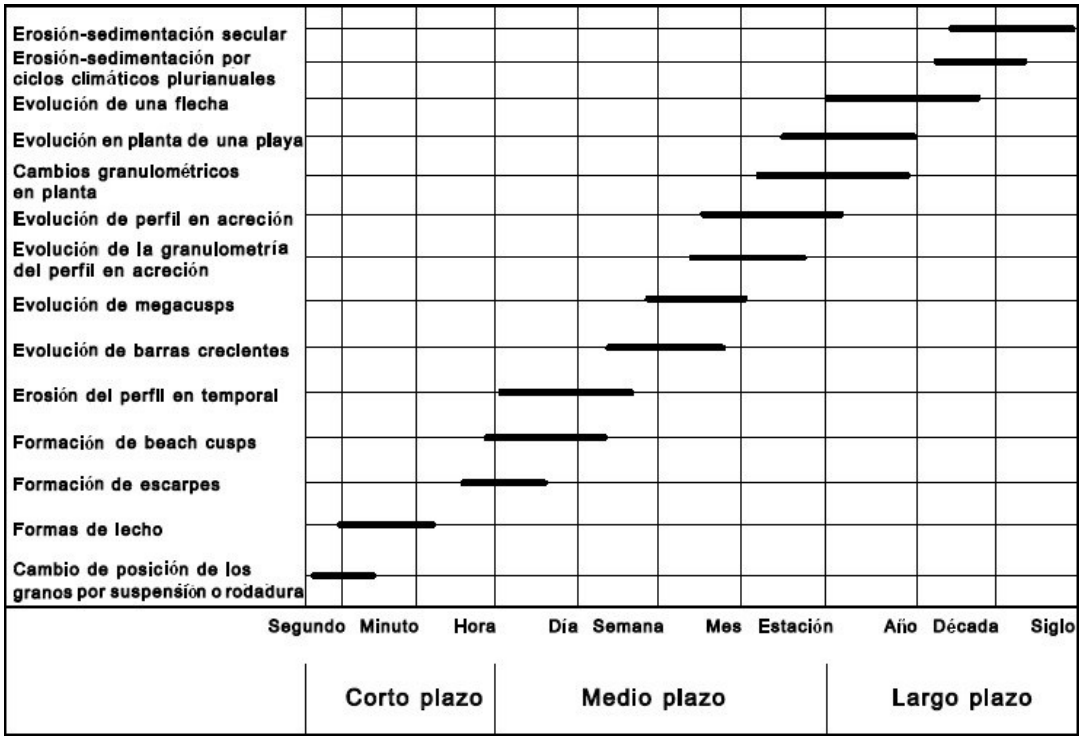
Normalmente el análisis de la interacción entre estructuras o intervenciones en la costa y los procesos sedimentarios naturales, se debe iniciar con los estudios de las condiciones naturales que concluyan en un Diagnóstico de la Morfodinámica existente previamente a la intervención. Dicho diagnóstico se basará en:

- Principios y conceptos generales sobre los procesos litorales.
- Datos y mediciones de los procesos evolutivos pretéritos en la unidad fisiográfica litoral en que está enclavado el sector en estudio.

2.6.1.10.2 ESCALAS TEMPORALES DE LOS PROCESOS MORFOLÓGICOS

En el análisis de la morfodinámica costera es importante identificar las escalas temporales en función del tipo de accidente morfológico. Véase la Figura 2.6.1-12 los rangos de tiempo en función de los procesos.

Figura 2.6.1-12: Escalas Temporales de los procesos morfológicos en playas



Fuente: Universidad de Cantabria

Si bien la mayoría de los procesos de interés para Ingeniería tienen escala de tiempo inferior a un siglo, en algunos casos es importante considerar las consecuencias del

ascenso eustático del nivel del mar en el Holoceno y su relativa estabilidad en los últimos milenios, tal como se reseña en la sección 2.6.1.11.5.

2.6.1.11 INDICADORES CUANTITATIVOS DE LA MAGNITUD DEL TRANSPORTE LITORAL

Dadas las complejidades de los procesos litorales y la variabilidad de todos los fenómenos que influyen en ellos, para el diagnóstico de la morfodinámica costera de un sector particular, es preferible recurrir a indicadores locales para estimar la magnitud del transporte litoral. Las fórmulas presentadas en este documento o en las referencias recomendadas servirán para la interpretación de los procesos en función del clima de oleaje, así como para desarrollar los modelos matemáticos del efecto de obras, cambios estacionales, temporales, etc.

La forma más efectiva y confiable de estimar la tasa de Transporte Litoral ha sido mediante la estimación de los sedimentos retenidos por espigones y rompeolas, así como el análisis de los patrones de sedimentación y erosión de las playas adyacentes. Este procedimiento es muy confiable si se dispone de batimetrías previas y posteriores a las obras y si se tiene un buen conocimiento del oleaje en todo el lapso del estudio. Cuando no se dispone de este tipo de información o el lapso de estudio es muy corto, la información más valiosa para determinar la evolución morfológica de una costa la constituyen las aerofotografías cartográficas retrospectivas (en Chile se obtienen en el Servicio Aerofotogramétrico de la Fuerzas Aérea y el Instituto Geográfico Militar) y, más recientemente, las fotografías satelitales de Google Earth. La mayoría de las costas han sido objeto de levantamientos aerofotográficos como mínimo desde la década de 1950. Si estos datos se combinan con levantamientos topo-batimétricos y con datos de clima de olas, se puede obtener una evaluación de los procesos morfodinámicos y su variabilidad en el tiempo. Evidentemente las magnitudes de los procesos tendrán un grado importante de imprecisión pero, en general, serán mucho más confiables que los obtenidos con modelos numéricos o analíticos.

Para la interpretación de dichos datos, se deberá recurrir al conocimiento de los principios que rigen los procesos litorales, de los cuales se presenta un resumen en esta Guía. Las referencias listadas en esta Guía permiten profundizar en dichos principios. A continuación se resumen algunos aspectos de Geomorfología y Morfodinámica Litoral que son muy relevantes para un acertado Diagnóstico.

2.6.1.11.1 PERFIL DE EQUILIBRIO DE UNA PLAYA DE ARENA

2.6.1.11.1.1 FUERZAS ACTUANDO CERCA DE LA COSTA

Bajo condiciones de equilibrio, estas fuerzas están balanceadas y aunque existe un movimiento de los granos individuales incluso bajo una débil actividad del oleaje, el perfil permanece aproximadamente estático. La terminología establece que las fuerzas dirigidas hacia la costa (on-shore) y costa afuera se conocen como constructivas y destructivas respectivamente.

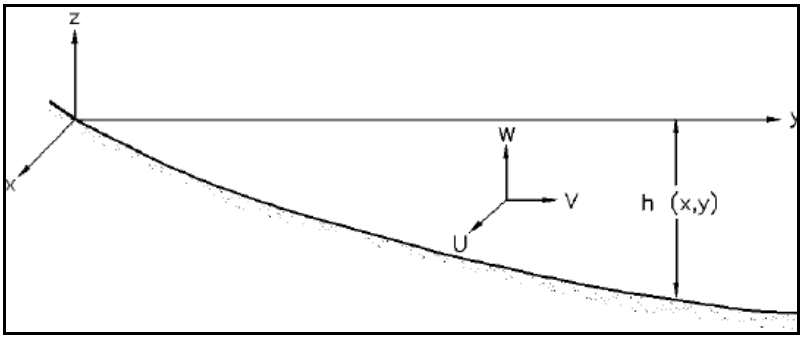
Las fuerzas constructivas son aquellas que tienden a causar transporte de sedimentos hacia la costa. Para las clásicas teorías no lineales de oleaje (Stokes, Cnoidal, Solitaria, Función de Corriente, etc.), las crestas de las olas son de mayor altura y de menor duración que los valles. Esta característica es más pronunciada justo antes de alcanzar el punto de rompimiento y, también, aplica a la velocidad de las partículas del agua.

El esfuerzo cortante promedio del fondo se expresa como:

$$\tau_b = \rho \frac{f}{8} \overline{|v_b| v_b} \qquad (2\text{-}144)$$

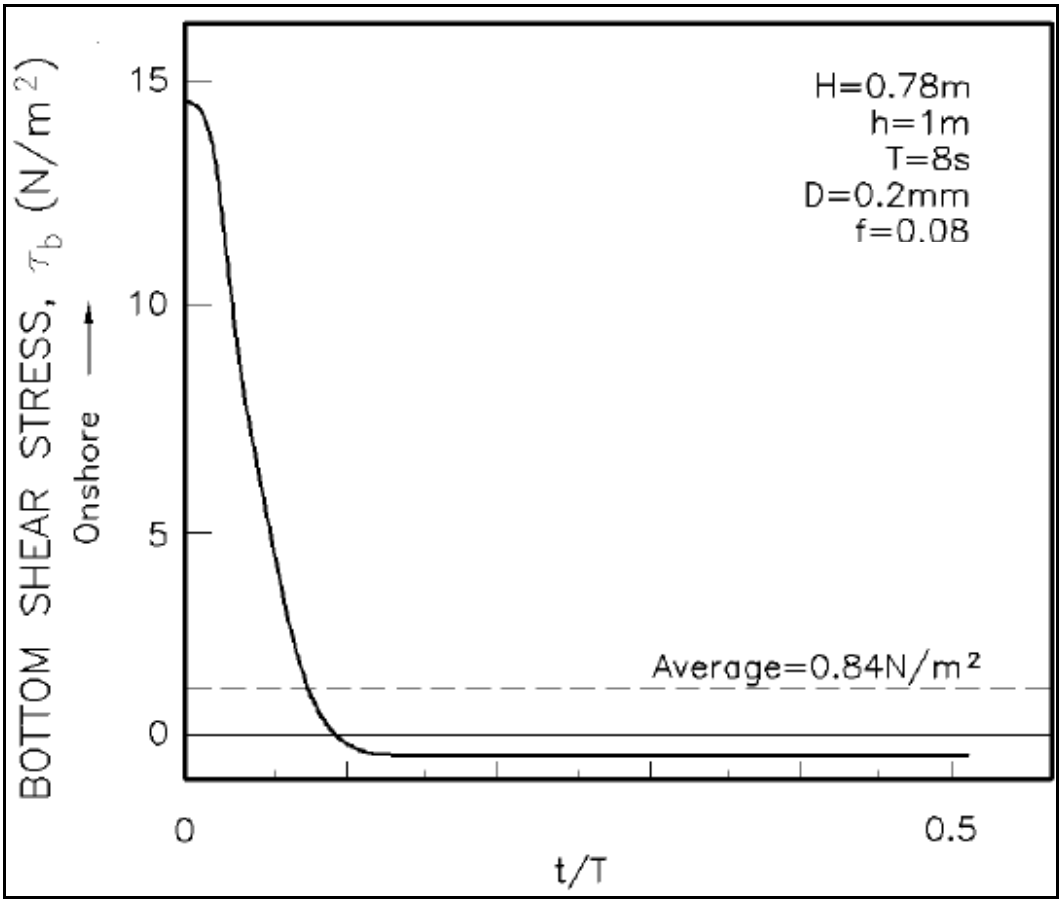
Puede demostrarse que está dirigido a tierra. En la ecuación 2-144 ρ es la densidad del agua, f es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach, el cual se considera constante para todo el ciclo de la ola y v_b es la velocidad instantánea de la partícula inducida por el oleaje en el fondo.

Figura 2.6.1-13: Definiciones



Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.6.1-14: Variación temporal del esfuerzo cortante bajo un oleaje no lineal rompiente



Fuente: Coastal Engineering Manual

Donde:

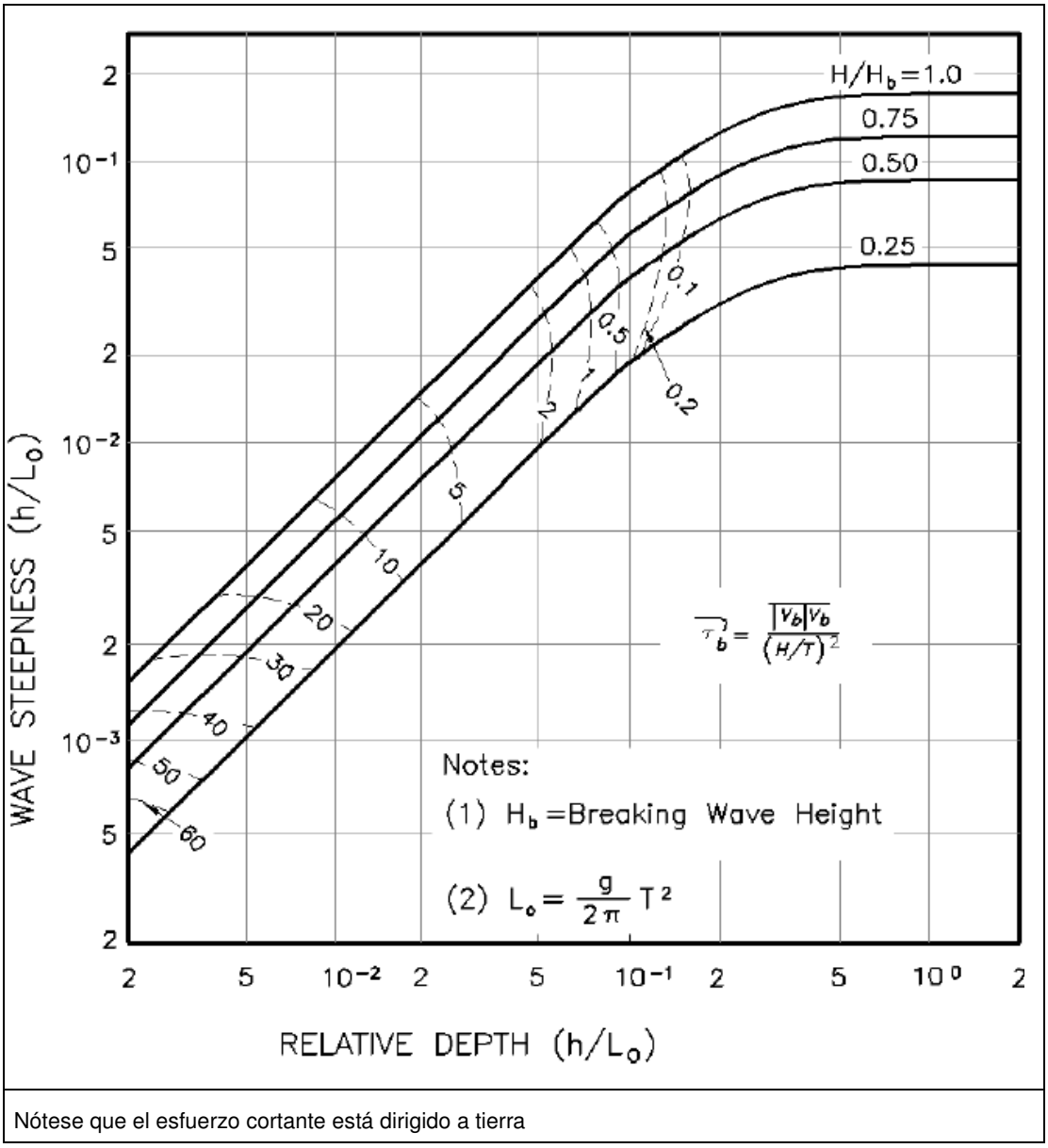
t : Tiempo en segundos

T : Periodo en segundos

Dentro de la zona de rompientes, el transporte litoral puede deberse predominantemente debido a los sedimentos en suspensión. La turbulencia, aunque tampoco es una fuerza real, puede ser efectiva en la movilización de sedimentos y puede ser constructiva o destructiva. La gravedad actúa como una fuerza estabilizadora.

Otras fuerzas destructivas están relacionadas con la estructura vertical de las corrientes transversales a la orilla. La resaca, el flujo de retorno al mar debido al transporte de masa del oleaje, induce un esfuerzo cortante hacia el mar sobre las partículas de sedimento del fondo.

Figura 2.6.1-15: Isolíneas de esfuerzo cortante promedio adimensional en el fondo vs profundidad relativa y pendiente de ola (Dean 1987a)



Nótese que el esfuerzo cortante está dirigido a tierra

Fuente: Coastal Engineering Manual

Es bien conocido que asociado con la propagación del oleaje existe un flujo hacia la costa de cantidad de movimiento ("momentum") lineal (Longuet-Higgins y Stewart 1964). Cuando el oleaje rompe, el momentum es trasferido a la columna de agua, resultando en un empuje dirigido hacia la costa.

2.6.1.11.1.2 CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE UNA PLAYA EN EQUILIBRIO

El perfil de equilibrio es una herramienta eficaz para predecir el comportamiento de una playa cuando experimente procesos evolutivos, bien sea por causas naturales o por efecto de obras costeras u otro tipo de intervención tal como la alimentación artificial de arena.

En este apartado se presenta un resumen de la extensa bibliografía sobre perfiles de playas abiertas sub-rectilíneas, totalmente constituidas por arena, en un proceso esencialmente bidimensional y estacionario. Cuando estas premisas no se cumplen se pueden presentar perfiles con cambios significativos. González (1995) plantea cuatro modelos modificados del perfil de equilibrio:

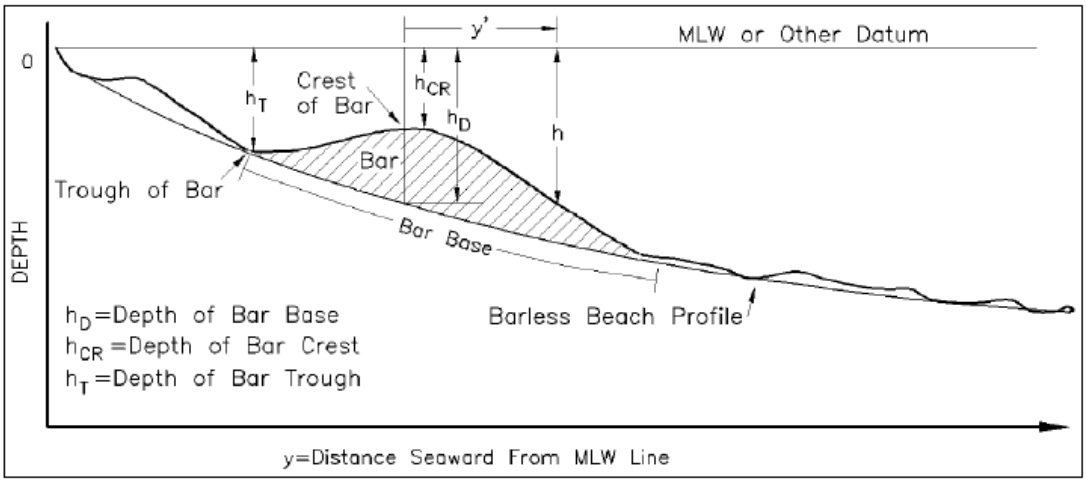
- Perfil de equilibrio en playas colgadas
- Perfil de equilibrio con difracción-refracción del oleaje
- Perfil de equilibrio con reflexión
- Perfil de equilibrio con marea

Los dos primeros casos se consideran brevemente en la sección 2.6: "Dinámica del Litoral", del presente Volumen.

Generalmente las propiedades de perfiles en equilibrio son:

- Tienden a ser cóncavos hacia arriba.
- La pendiente es más suave cuando están compuestos de sedimento fino.
- La pendiente tiende a ser más plana para oleaje más pronunciado.
- Los sedimentos tienden a ser distribuidos por tamaño con los más gruesos y más finos localizados en las aguas someras y profundas respectivamente.

Figura 2.6.1-16: Definición de las características de la barra de rompiente costa afuera



Fuente: Coastal Engineering Manual

2.6.1.11.1.3 DESCRIPCIÓN CUANTITATIVA DE PERFILES DE PLAYA EN EQUILIBRIO

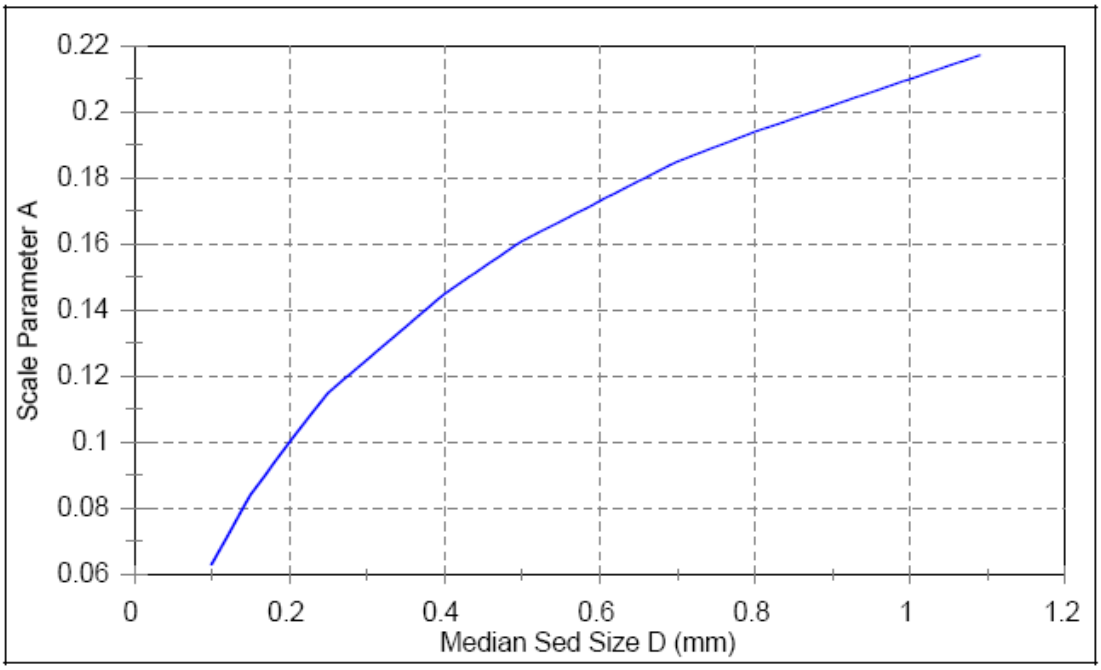
Dean en 1977 encontró:

$$h = Ay^{\frac{2}{3}} \tag{2-145}$$

Donde:

A : Parámetro de escala, que depende del tamaño del sedimento D

Figura 2.6.1-17: Variación del parámetro de escala *A* con el tamaño del sedimento *D* para playas de arena (Dean 1978b, valores recalculados por Dean, junio 2001)



Fuente: Coastal Engineering Manual

Algunos autores (Dean, 1987; Moore, 1982; Kriebel, 1991) expresan el parámetro *A* en función de la velocidad de caída del grano ω para introducir en forma indirecta el tamaño del grano *D*.

La expresión definida por Dean es:

$$A = K\omega^{0,44} \qquad (2\text{-}146)$$

Con $K = 0,51$ y ω expresada en m/s

En la bibliografía recomendada hay extensas disertaciones sobre las funciones que pueden describir la geometría del perfil de playa en equilibrio. En cualquier caso la variación de la granulometría en un perfil transversal (variable tanto geográfica como temporalmente) y la complejidad del régimen de oleaje real de cada sitio, llevan a la

conveniencia de calibrar las “constantes” empíricas de dichas funciones con mediciones en la playa en estudio o en alguna de características similares

Las principales limitaciones de esta formulación analítica del perfil de equilibrio son: a) la formación del bajo o barra de rompiente y b) la profundidad de cierre en los procesos evolutivos. Estos fenómenos se presentan en forma resumida en los siguientes apartados.

2.6.1.11.1.4 FORMACIÓN DEL BAJO LONGITUDINAL DE ROMPIENTES

Los bajos de rompientes pueden ser estacionales o perennes dependiendo básicamente de cómo evolucione el clima de olas a lo largo del año. En la mayoría de las playas de arena abiertas en el Pacífico dicho bajo es esencialmente perenne.

Kriebel, Dally y Dean (1986) examinando sólo datos de prototipo y de laboratorio con gran escala (baja reducción), propusieron las siguientes relaciones para la existencia del bajo de rompientes:

$$\frac{H_0}{L_0} \geq 115\left(\frac{\pi w_f}{gT}\right)^{\frac{3}{2}} \qquad (2\text{-}147)$$

$$\frac{H_0}{L_0} \leq 0{,}0007\left(\frac{H_0}{w_f T}\right)^{3} \qquad (2\text{-}148)$$

Dalrymple (1992) demostró que las expresiones previas se pueden representar en términos de un único parámetro P definido:

$$P = \frac{gH_0^2}{w_f^3 T} \qquad (2\text{-}149)$$

Donde:

w_f : Velocidad de caída del grano

El bajo de rompientes se forma cuando P es mayor de 10.000.

La bibliografía hace énfasis en las incertidumbres sobre estas formulaciones y en la influencia de los procesos 3D en las playas reales.

2.6.1.11.2 LÍMITES DEL TRANSPORTE DE ARENA TRANSVERSAL A LA COSTA EN DIRECCIÓN ON-SHORE Y COSTA AFUERA

Los límites a largo y corto plazo del transporte transversal a la costa son importantes en las consideraciones de ingeniería. Durante los eventos erosivos de corto plazo, elevaciones en los niveles de agua y alturas de ola grandes se presentan usualmente, y el límite es aquel donde cantidades significativas de arena son transportados y depositados.

En general, el límite para los eventos de transporte efectivo de muy corto plazo (temporales) es comúnmente tomado como la profundidad de la rompiente h_b considerando la altura significativa de ola.

El límite del perfil de transporte transversal efectivo a largo plazo (estacional o anual) es un concepto muy usado en ingeniería y se denomina profundidad de cierre h_c.

Basándose en correlaciones con el parámetro de Shields, Hallermeier (1981), definió una condición para el movimiento de sedimentos como resultado de las condiciones del oleaje máximas en el año. La altura de ola significativa efectiva H_e y el periodo efectivo T_e, se refieren a los valores de altura y periodo excedidos sólo 12 horas por año, es decir, 0,14% del tiempo. La ecuación aproximada para la profundidad de cierre se muestra a continuación:

$$h_c = 2{,}28H_e - 68{,}5\left(\frac{H_e^{\,2}}{gT_e}\right) \qquad (2\text{-}150)$$

En la cual H_e se puede determinar a partir de la altura de ola significativa media $\overline{H}$ y la desviación estándar de altura de ola σ_H como:

$$H_e = \overline{H} + 5{,}6\sigma_H \qquad (2\text{-}151)$$

2.6.1.11.3 IMPORTANCIA DEL TRANSPORTE TRANSVERSAL EN LA MORFODINÁMICA COSTERA

El transporte transversal de arena es un mecanismo que, en algunos casos, amortigua las evoluciones de la línea de costa por efecto de cambios en la dirección y magnitud del oleaje.

Este fenómeno se presenta básicamente en dos escenarios:

1) En playas largas sub-rectilíneas sin obstáculos, los cambios rápidos de las características del oleaje inducen la formación de celdas limitadas por corrientes de retorno ("rip-currents") que favorecen el desplazamiento de arena hacia afuera de la zona de rompiente.

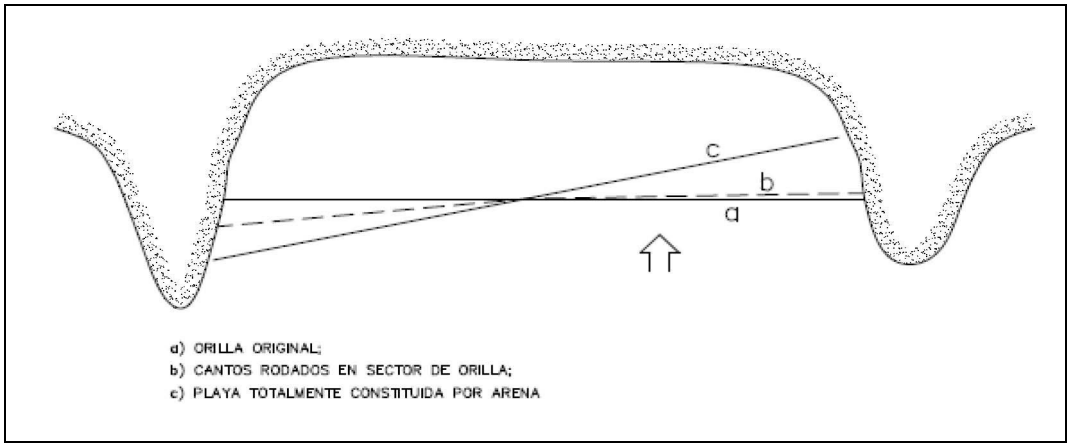
2) La presencia de singularidades en el fondo o en la costa inducen corrientes transversales que balancean parcialmente las pérdidas o ganancias de sedimentos en el sector de playa en que se encuentran. Estas singularidades pueden ser:

   - Roqueríos en la zona de rompiente, que afloran en la superficie y que inducen la formación de promontorios de arena que, por la refracción del oleaje, causan corrientes perpendiculares a la costa y flujos inversos de sedimentos.

   - Rocas o suelo no erosionable en el fondo en la zona de rompientes o inmediatamente afuera de ella. En este caso se limita la erosión. Este es el caso de "playa colgadas" y se puede presentar en forma natural o artificial mediante la construcción de un dique-escalón sumergido. (Ver sección 2.6: "Dinámica del Litoral").

   - Presencia de grava o canto rodado en la orilla, la presencia de estos materiales gruesos en el perfil de una playa de arena, reduce notablemente la magnitud del transporte litoral. Pero, adicionalmente tiene el efecto de reducir las oscilaciones de la línea de orilla por la resistencia que ofrecen en los procesos erosivos. En este caso, también intervienen los flujos transversales de arena.

Figura 2.6.1-18: Basculación de playa anclada por efecto de variación direccional del oleaje



Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.6.1-19: Fenómenos de transporte transversal en una playa abierta



Fuente: (Puerto de San Antonio) Google Earth 2012

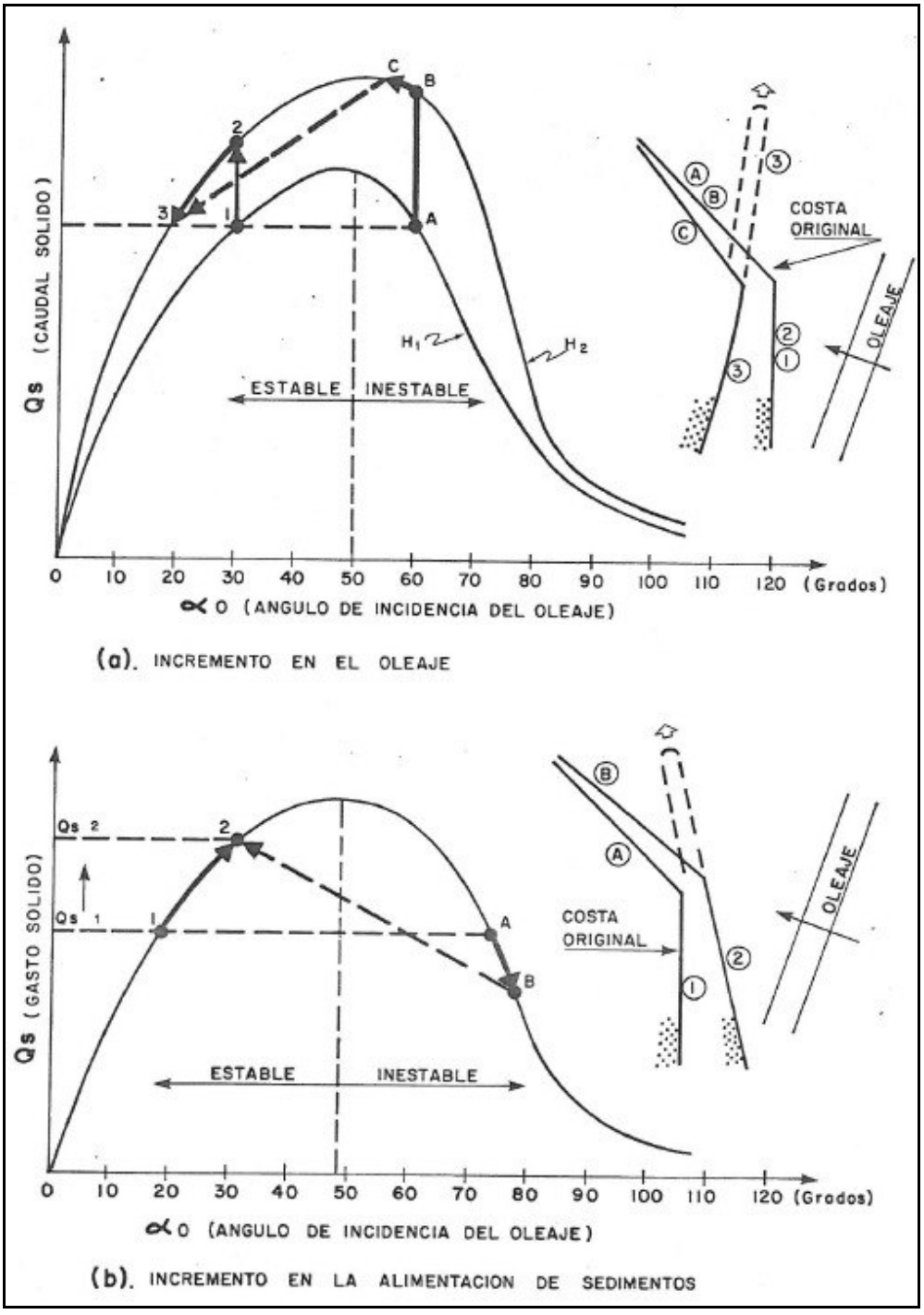
La playa de Llo-Lleo, al sur (costa abajo) del Puerto de San Antonio es un ejemplo de la influencia de los movimientos transversales de arena en la morfodinámica costera. En este sector de costa el oleaje incidente, caracterizado por periodos largos y dirección

relativamente constante, interactúa con los aportes de arena del Río Rapel, los del Río Maipo, la barra pulsatoria en la desembocadura de este último, la existencia del Cañón de San Antonio ("sumidero"), la construcción del Molo Sur del Puerto y sus extensiones en el siglo pasado y la ampliación de la explanada del sitio 3 en 1997. El resultado es una morfodinámica muy peculiar que no puede ser explicada si no se consideran los movimientos transversales de arena.

2.6.1.11.4 TRANSPORTE LITORAL VS OBLICUIDAD DEL OLEAJE

La función que relaciona el Transporte Litoral Potencial en una determinada playa, independientemente de la expresión específica, determinada por muchas variables, siempre tiene una forma similar a las presentadas en la Figura 2.6.1-20. Esta función muestra que, en una playa totalmente constituida por arena, sub-rectilínea y sin obstáculos, para cada combinación de Oleaje en aguas profundas y magnitud del Transporte Litoral existen dos posibles ángulos de oblicuidad entre playa y oleaje, o "direcciones conjugadas".

Figura 2.6.1-20: Desarrollo pulsante de un peine de cordones litorales



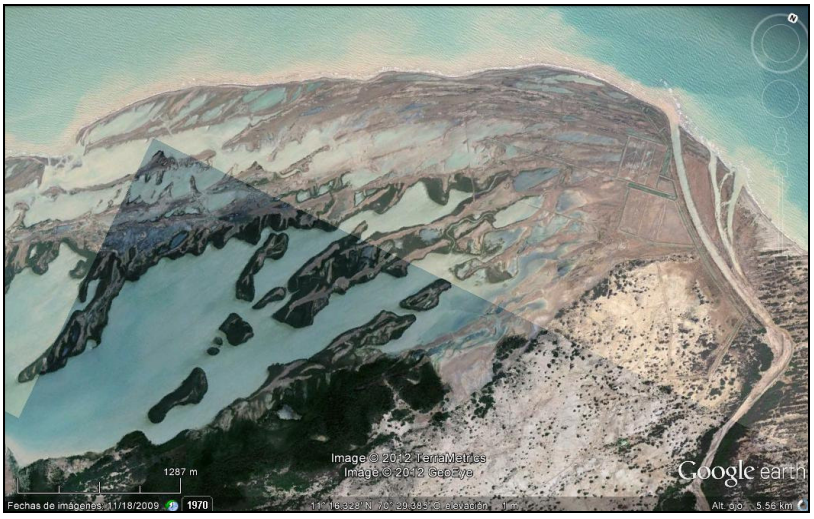
Fuente: Archivo propio

En estos gráficos los valores de α_0 mayores a 90° indican la posibilidad de una playa costa abajo de una punta que se continúa en el mar con un fondo con isóbatas convexas.

Los procesos responsables de estos peines se basan en la hipótesis (evidenciada en la naturaleza) de que, en la orientación estable de la playa, una onda de incremento de sedimentación generada costa arriba induce un incremento en la oblicuidad con el oleaje (α_0) (ver Figura 2.6.1-20).

Este concepto es muy importante en los casos en que la capacidad máxima del oleaje para transportar sedimentos es próxima a la alimentación de sedimentos, es decir, que la oblicuidad entre oleaje y costa está entre 40° y 60°. En esa situación, probablemente, se presentará un "peine de cordones litorales y espolones" cuyo mecanismo de origen se explica en las mismas figuras. En la rama estable, con ángulos de incidencia menores a 50°, incrementos de alimentación o de altura de ola, inducen cambios en la oblicuidad que son compatibles con los procesos de sedimentación y erosión, respectivamente. En la rama inestable, con ángulos de incidencia mayores a los 50° (espolón del peine), incrementos de alimentación o de altura de ola inducen cambios en la oblicuidad que son incompatibles con dichos procesos, por lo que un nuevo cordón se despega en la raíz del espolón pasando a la rama estable. Posteriores espolones pueden formarse cuando se reduce la intensidad del oleaje o de la alimentación de sedimentos. Para un ejemplo de peine de restingas y espolones, ver Figura 2.6.1-21.

Figura 2.6.1-21: Peines de cordones y espolones generados en el siglo XX costa abajo de la desembocadura del río Zazárida (Venezuela)



Fuente: Google Earth 2012

Los peines de cordones litorales y espolones pueden ser causados por fenómenos hidrológicos extremos o incremento extraordinario de aportes de arena de los ríos por causas antrópicas (ver Figura 2.6.1-21).

2.6.1.11.5 CAMBIOS DEL NIVEL DEL MAR EN EL HOLOCENO Y SU INFLUENCIA SOBRE LA MORFODINÁMICA ACTUAL

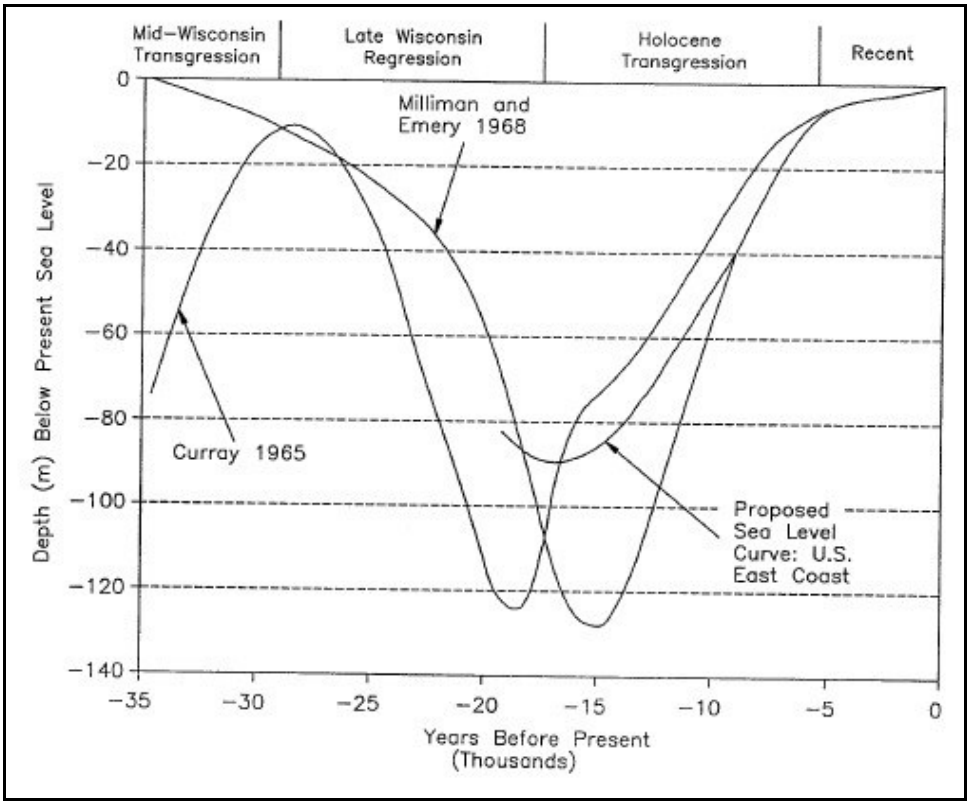
En la actual etapa interglacial (Holoceno) el nivel del mar inició el ascenso eustático hace aproximadamente 15.000 años (Figura 2.6.1-22) desde un nivel que la bibliografía sitúa entre 100 y 130 metros bajo el actual. Este ascenso se desaceleró fuertemente 8.000 años antes del presente ("AP" en lo sucesivo) y alcanzó una relativa estabilidad a partir de 7.000 a 6.000 años AP. En muchas zonas costeras directamente influenciadas por los aportes de ríos importantes, los procesos y cambios morfológicos ocurridos en estos últimos milenios suelen ser de interés para el diagnóstico de la Morfodinámica litoral actual.

Las diferentes fuentes bibliográficas colocan el nivel del mar en los últimos 5.000 años en un rango de -5 m hasta +4 m con respecto al nivel actual. Estas mismas fuentes comentan la incertidumbre de estas determinaciones por muchas causas entre las cuales se pueden mencionar: a) alteraciones de los testigos por efectos de los fenómenos meteorológicos, b) efectos isostáticos y de consolidación de los sedimentos descargados al mar por los ríos, c) efectos tectónicos en algunas regiones de alta actividad tectónica y d) posibles cambios en el Geoide Gravitacional por efecto de los desplazamientos de grandes masas de agua asociados a la desaparición de los glaciares y otros fenómenos relativos al isostatismo de corteza terrestre y magma. Este último fenómeno podría explicar parcialmente las divergencias en los datos de distintas regiones en el globo terrestre. Efectivamente, varios autores brasileños (Souza 2005, Suguio 1985) reportan en la costa atlántica de Sudamérica el nivel del mar entre 2 y 4 m por encima del actual unos 6.000 años AP con oscilaciones menores, dentro de un proceso general regresivo, hasta el presente (Figura 2.6.1-23). De otro lado, tanto en el delta del Mississippi como en la costa de Holanda, la bibliografía coloca el nivel del mar a unos 4 m bajo el actual entre 4.000 y 5.000 años AP. Es conveniente mencionar que en estos últimos casos la compactación de los sedimentos puede inducir a incertidumbres significativas.

En cualquier caso el hecho más importante, bajo el punto de vista de la Morfodinámica litoral actual, es que el nivel del mar se ha mantenido esencialmente constante en los últimos 5000 años y que, por consiguiente, todas las formaciones arenosas modeladas por el oleaje en las costas marinas tienen aproximadamente esa edad. La relativa estabilidad del nivel del mar en estos últimos milenios ha quedado demostrada por el

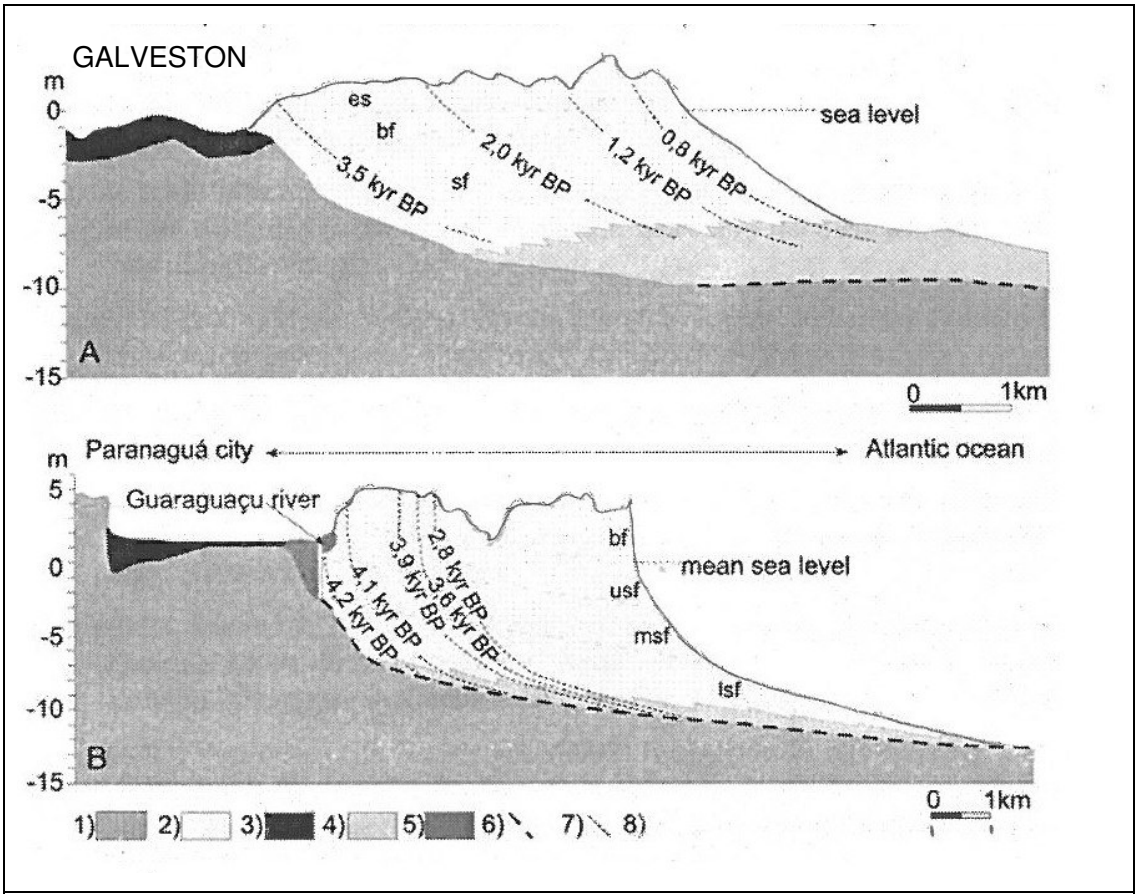
campo de paleoplayas en la costa suroccidental del Golfo de Venezuela, con un ancho promedio de unos 3 km y una cota de unos pocos metros, casi horizontal (ver Figura 2.6.1-25).

Figura 2.6.1-22: Fluctuaciones del nivel del mar durante el Pleistoceno y Holoceno (adaptado de Nummedal (1983); datos de Dillon y Oldale (1978))



Fuente: Coastal Engineering Manual

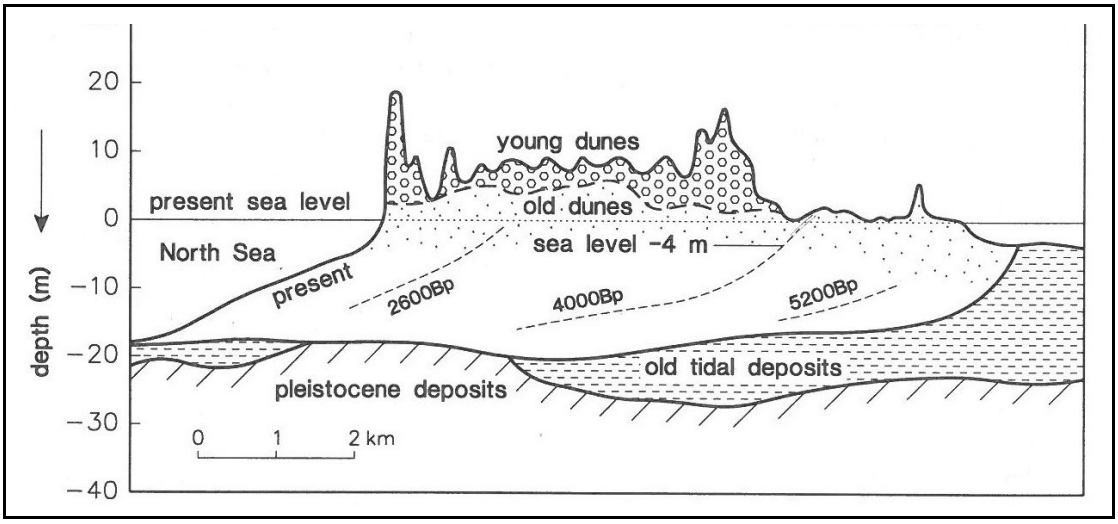
Figura 2.6.1-23: Perfiles esquemáticos de (a) Galveston (McCubbin 1992) y (b) Paraguaná (Souza 2005)



1) Sustrato del Pleistoceno, 2) Barrera del Holoceno, 3) Paleolaguna del Holoceno, 4) plataforma interna de sedimentos, 5) Sedimentos aluviales, 6) superficie erosionada, 6) isocronas, 7) asociación de facies límites, es) arenas eólicas, *bf*) cara de la playa, *usf*) rompiente superior, *msf*) rompiente media, *isf*) rompimiento interno.

Fuente: Coastal Engineering Manual

Figura 2.6.1-24: Evolución de la costa en Holanda



Fuente: Van Rijn 1989

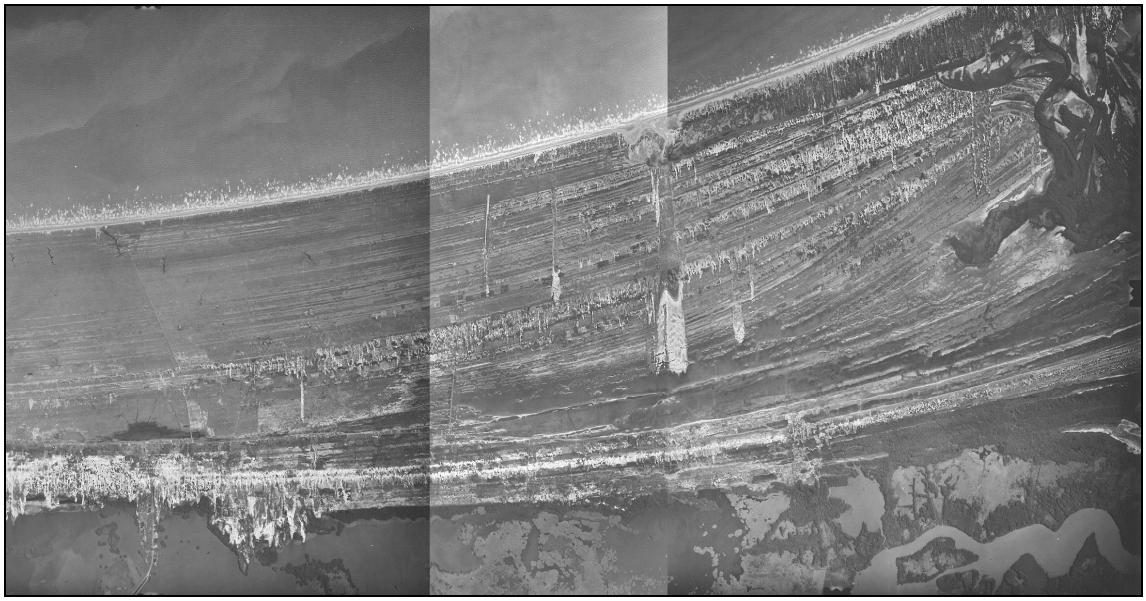
2.6.1.11.6 PLANICIES DE COSTAS REGRESIVAS Y PALEOPLAYAS

Las planicies costeras de depósitos de sedimentos, alejadas de la influencia directa de la hidrodinámica fluvial y estuarina, suelen ser conformadas por la acción del oleaje y estar mayormente constituidas por arena. Frecuentemente el proceso de progradación de la costa está asociado a secuencias de bermas de playa y depresiones que quedan fosilizadas en la geografía por la implantación de la vegetación. Cuando este proceso se inició en la citada última etapa del Holoceno, directamente relacionado con el ascenso eustático del nivel del mar, a estas huellas de viejas playas se les denomina “paleoplayas”.

Las formas y dimensiones de estas playas constituyen una herramienta muy útil para interpretar la Morfodinámica costera en relación con el clima de oleaje local y los vectores de sedimentos.

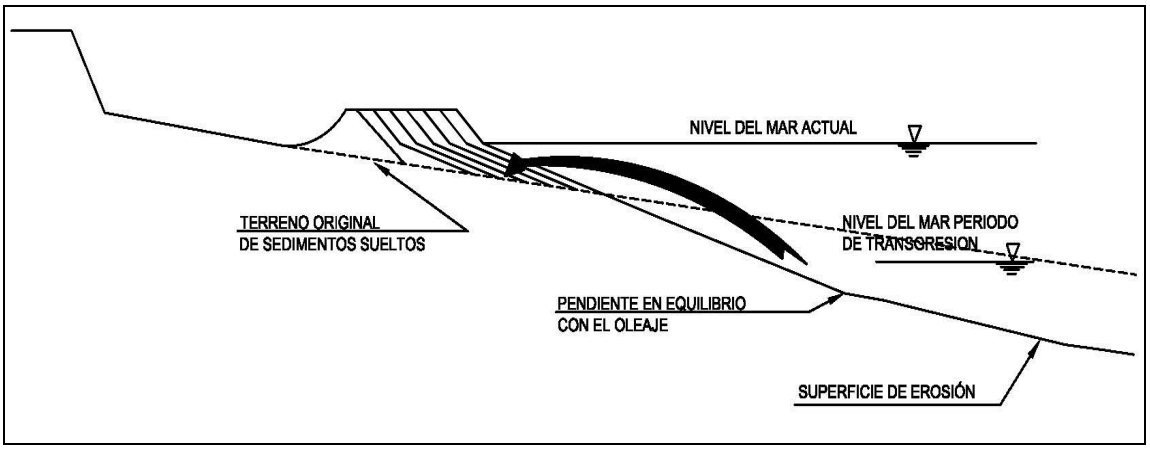
Cuando la plataforma continental es poco profunda, constituida por sedimentos sueltos y con muy baja pendiente (inferior a 1:1.000), es probable que sea una superficie de erosión de una planicie aluvional pleistocénica y, en ese caso, si no hay ríos importantes en la unidad fisiográfica sedimentaria, las paleoplayas pudieron ser originadas por la erosión del oleaje en un fondo con pendiente mucho menor que la de equilibrio (ver Figura 2.6.1-26).

Figura 2.6.1-25: Paleoplayas desarrolladas en el Holoceno (Sinamaica, Golfo de Venezuela).



Fuente: Cartografía Nacional Venezuela

Figura 2.6.1-26: Formación de una barra o batería de paleoplayas por efecto del ascenso eustático del nivel del mar

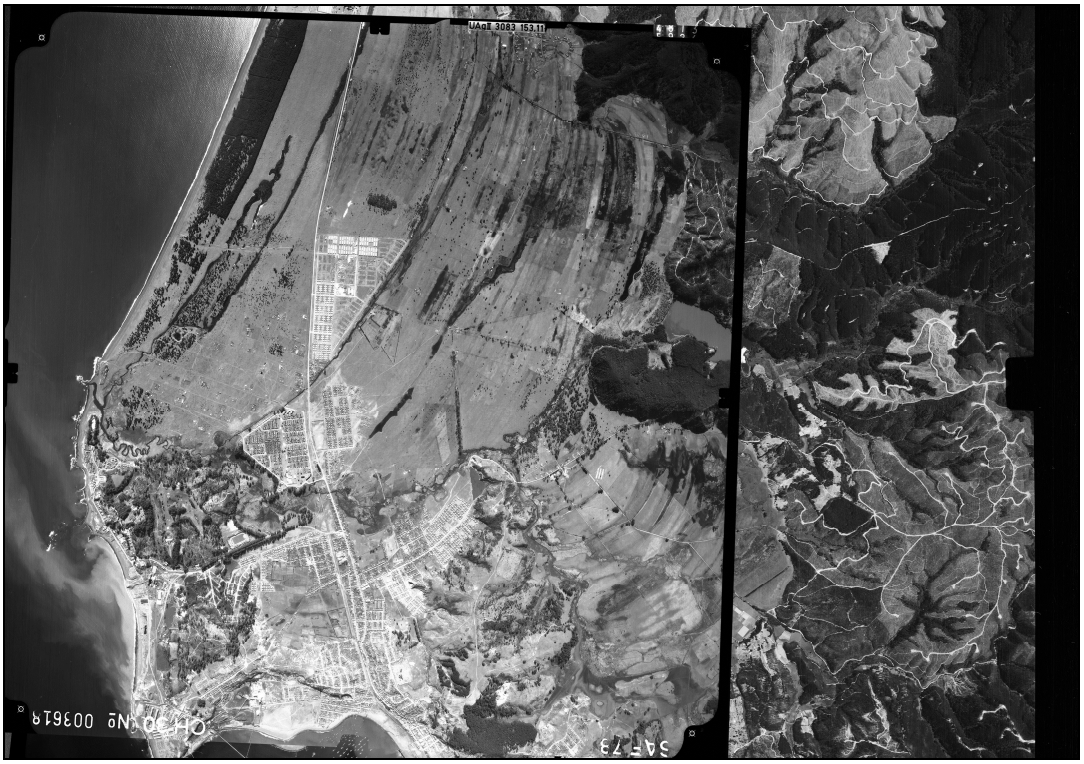


Fuente: Elaboración propia

Cuando la plataforma costera es muy estrecha y cae rápidamente hacia grandes profundidades, como en el caso de la mayoría de las costas de la fachada del Pacífico de Chile, no existió la posibilidad de transporte de arena desde dicha plataforma hacia la

costa en el proceso transgresivo del nivel del mar y, por consiguiente, todos los sedimentos depositados en los campos de paleoplayas holocénicas tienen su origen en el drenaje pluvial en los últimos milenios (Figura 2.6.1-27). En consecuencia, la superficie y profundidad de la capa arenosa dan un volumen aproximado de los aportes de arena de la hoya hidrográfica en los últimos milenios, que debe ser similar a la actual si no ha habido intervenciones antrópicas.

Figura 2.6.1-27: Paleoplayas al sur de la desembocadura del río Biobío



Fuente: Servicio Aerofotogramétrico Fuerza Aérea, Chile

2.6.1.11.7 MODELOS EMPÍRICOS DE LÍNEA DE COSTA EN EQUILIBRIO

Cuando la línea de costa se encuentra encajada entre dos promontorios, particularmente donde existe una dirección predominante del oleaje, la línea de costa suele asumir una forma curva. En ambos casos, la porción curva de la línea de costa adyacente al promontorio que está costa abajo es denominada bahía espiral. Debido a su geometría, estas líneas de costa son denominadas algunas veces parabólicas. La forma resultante

de la línea de costa depende del Transporte Litoral el cual mueve los sedimentos a lo largo de la línea de costa, y del proceso de difracción del oleaje el cual mueve los sedimentos en dirección opuesta.

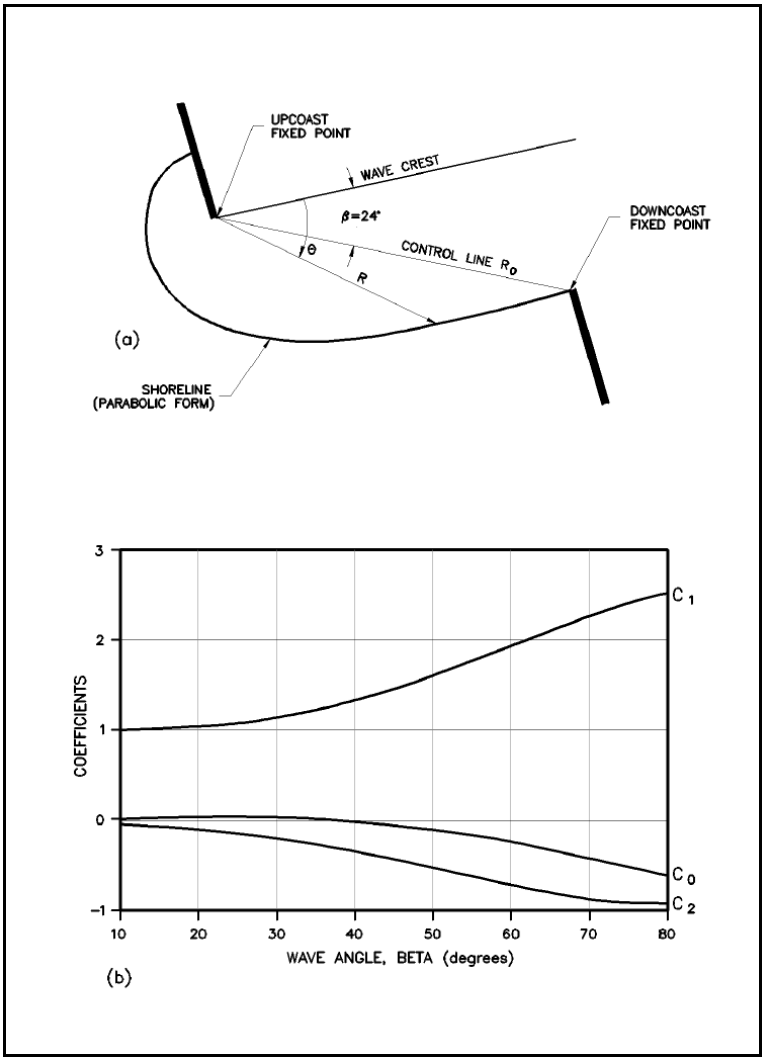
Silvester (1970); Silvester y *Ho* (1972); Silvester, Tsuchiya, y Shibano (1980); y *Hsu* y Evans (1989), desarrollaron una guía empírica para estimar la geometría de la orilla entre dos promontorios o estructuras costeras en base a la dirección del oleaje dominante.

$$\frac{R}{R_0} = C_0 + C_1\left(\frac{\beta}{\theta}\right) + C_2\left(\frac{\beta}{\theta}\right)^2 \qquad \text{(2-152)}$$

Donde los parámetros geométricos R, R_0, β, y θ se muestran en la Figura 2.6.1-28. La distancia R_0 corresponde a la línea de control dibujada entre los extremos del promontorio que define una sección dada de la línea de costa. En el caso de un simple promontorio costa arriba (barlomar), la distancia R_0 es la longitud de la línea de control dibujada desde el extremo del promontorio al punto más cercano de la orilla donde la costa es paralela al frente de onda del oleaje predominante. La distancia R, medida desde el extremo costa arriba del promontorio, define la localización de la línea de costa en un ángulo θ medido con respecto a la cresta del oleaje predominante. β es el ángulo entre la dirección del oleaje predominante y la línea de control R_0. La ecuación 2-152 está limitada a $\beta > 22^{\circ}$.

Las referencias citadas cubren con mucha amplitud la aplicación de este método a diferentes condiciones y combinaciones de obras de protección, tales como los rompeolas separados que inducen la formación de “tómbolos” y salientes.

Figura 2.6.1-28: Geometría de bahía espiral. (a) Definiciones (b) Coeficientes describiendo línea de costa parabólica



Fuente: Coastal Engineering Manual

2.6.1.11.8 CÁLCULO SEMI-EMPÍRICO DE LA LÍNEA DE COSTA EN EQUILIBRIO

En la sección 2.6: "Dinámica del Litoral" del preente volumen se presenta un método basado en el principio de equilibrio entre el transporte por oblicuidad y el transporte por gradiente transversal de Altura de ola Rompiente H_b. (Font et Al., 1974), para el cálculo de la geometría de la orilla en una playa encajada con transporte litoral nulo.

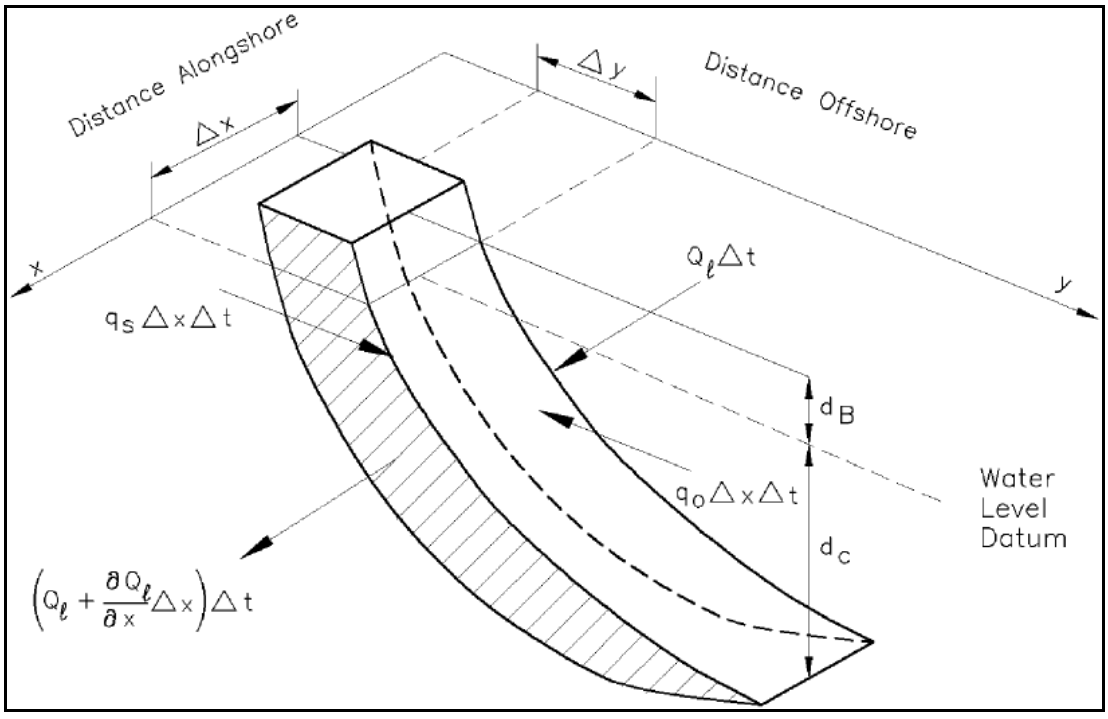
2.6.1.11.9 MODELOS DE EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA

En este apartado se hacen algunos comentarios sobre la aplicación de estos modelos a los procesos sedimentarios litorales.

2.6.1.11.9.1 MODELOS ANALÍTICOS

Si el ángulo entre la línea de costa y el frente de onda en la rompiente es pequeño, y si se considera oleaje lineal, se pueden desarrollar soluciones analíticas para los cambios en la línea de costa en función del tiempo.

Figura 2.6.1-29: Volumen elemental de un perfil de playa en equilibrio



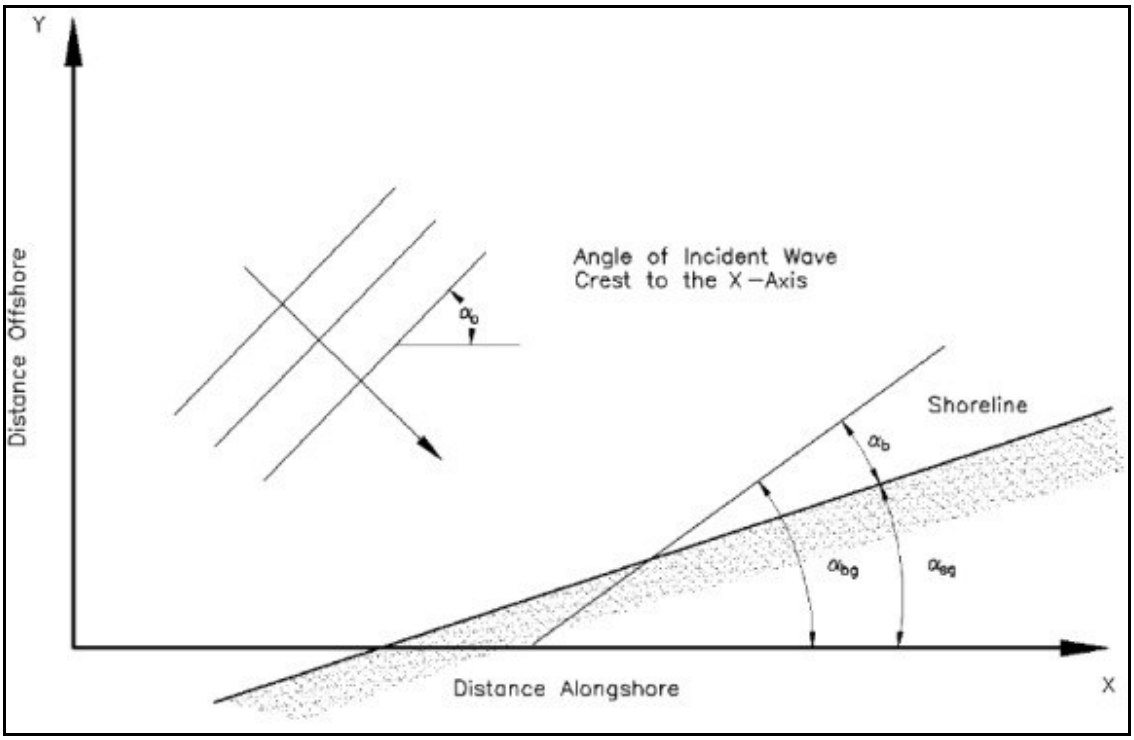
Fuente: Coastal Engineering Manual

$$\varepsilon \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{\partial y}{\partial t} \qquad (2\text{-}153)$$

Donde:

$$\varepsilon = \frac{KH_b^{\,2}C_{gb}}{8}\left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho}\right)\left(\frac{1}{1-n}\right)\left(\frac{1}{d_B + d_C}\right) \qquad (2\text{-}154)$$

Figura 2.6.1-30: Definición del ángulo de rompiente



Fuente: Coastal Engineering Manual

2.6.1.11.9.2 MODELOS LINEALES (BIDIMENSIONALES)

Los modelos de evolución de la línea de costa desarrollados a partir de modelos de transporte global son frecuentemente conocidos como de “una línea”. Estos modelos asumen que el perfil de la playa tiene una forma constante, por consiguiente las ecuaciones que controlan los procesos pueden ser resueltas para una única línea, usualmente la línea de orilla. Muchos modelos de la evolución de la orilla se han desarrollado y aplicado (Komar 1973a; Le Méhauté y Soldate 1977; Walton, Liu, y Hands 1988 y muchos otros). De los modelos de uso libre por el público, se pueden citar el

desarrollado en la Universidad de Florida (Dean y Grant 1989. Dean y Yoo 1992, 1994) y el modelo GENESIS (GENeralizad model for SImulating Shoreline change) (Hanson 1987; Hanson and Kraus 1989; Gravens, Kraus, and Hanson 1991).

Los modelos de "una línea" utilizados para estimar las tasas de transporte litoral de arena y la evolución de la costa a largo plazo, generalmente asumen que el perfil se desplaza paralelo a sí mismo en la dirección transversal. Esta hipótesis se suele satisfacer si el perfil está en equilibrio. Se asume que hay una profundidad de cierre d_C mar afuera y que el límite del perfil activo hacia tierra es la cota de la coronación de la berma d_B.

El incremento de volumen de sedimentos en un tramo es simplemente $(d_B + d_C)\cdot\Delta x\cdot\Delta y$, donde Δx es el tramo del segmento de la línea de costa y Δy es el desplazamiento transversal del perfil. La conservación del volumen de sedimentos puede ser escrita como:

$$\frac{\Delta y}{\Delta t} + \frac{1}{d_B + d_C}\left(\frac{\Delta Q_l}{\Delta x} \pm q\right) = 0 \qquad \text{(2-155)}$$

Donde:

Q_l : Tasa de transporte longitudinal

q : Línea fuente o sumidero de sedimentos a lo largo del tramo

t : Tiempo

La tasa de transporte longitudinal es evaluada usando las ecuaciones similares a:

$$Q_l = K\left(\frac{\rho\sqrt{g}}{16\kappa^{1/2}(\rho_s - \rho)(1-n)}\right) H_b^{\,5/2}\, seno(2\alpha_b) \qquad \text{(2-156)}$$

Esta ecuación requiere la medición o el cálculo del ángulo entre ola rompiente y la línea de costa. Éste resulta de la diferencia entre el ángulo de la ola con la referencia (eje de referencia usado por el modelo) y el ángulo de la costa con la referencia.

$$\alpha_b = \alpha_{bg} - \alpha_{sg} = \alpha_{bg} - \tan^{-1}\left(\frac{dy}{dx}\right) \qquad \text{(2-157)}$$

2.6.1.11.9.3 MODELO GENESIS DE EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA

Según Hanson (1978) y Hanson y Kraus (1989), la fórmula empírica de predicción de la tasa de transporte de arena longitudinal usado en el modelo GENESIS es:

$$Q_l = H^2{}_{bsig} C_{gb} \left(a_1 seno2\alpha_b - a_2 \cos\alpha_b \frac{dH_{bsig}}{dx} \right) \qquad (2\text{-}158)$$

Las condiciones de borde en los límites del área de estudio en el modelo deben ser especificadas. Existen tres condiciones de borde: transporte de arena nulo (Q_l = 0), transporte de arena constante (dQ_l/dx = 0), y transporte de arena en el contorno ($Q_l \neq 0$).

2.6.1.11.9.4 CAPACIDADES Y LIMITACIONES DEL MODELO GENESIS

El modelo GENESIS fue diseñado para predecir a largo plazo la tendencia de la forma de la playa en su evolución desde una condición inicial dada. El modelo permite un casi arbitrario número de combinaciones de espigones, rompeolas separados, rellenos de playa, y rompeolas verticales.

GENESIS no es aplicable en bahías o zonas dominadas por el flujo de marea; en zonas con cambios producidos por las corrientes generadas por el viento, erosión en playas debido a tormentas en las cuales el transporte transversal es dominante, y socavación de estructuras.

En la calibración del modelo los parámetros K_1 y K_2, van desde 0,8 a 0,2. Los valores que mejor estimaron la tasa de transporte longitudinal de arena bruto y neto y reprodujeron los cambios en la línea de costa observados fueron K_1 = 0,45 y K_2 = 0,40.

2.6.2 INTERACCIÓN ENTRE LOS PROCESOS LITORALES Y LAS OBRAS COSTERAS

En este apartado se consideran algunos casos de frecuente interés de interacción entre los procesos litorales y obras costeras.

2.6.2.1 INTERRUPCIÓN DEL TRANSPORTE LITORAL POR UN ESPIGÓN LARGO PERPENDICULAR A LA COSTA

Se denomina “espigón largo” aquel que alcanza una profundidad tal que no es rebasado en forma sensible por el Transporte Litoral. En este caso, si la costa está constituida por arena, se presenta progradación (sedimentación) costa arriba y erosión costa abajo. Debido a la constante variación de las características del oleaje (*Hs*, *Tp* y dirección) la evolución de la costa requiere la utilización de un modelo matemático

En el caso de costas en que la dirección y el periodo del vector de oleaje resultante no tienen variaciones notables a lo largo del año y cuando la oblicuidad entre el oleaje en aguas profundas y la orilla es baja ($\alpha_0 < 25°$), se puede hacer una estimación analítica de la evolución de la costa aguas arriba, resolviendo las ecuaciones de continuidad (balance de ingreso y salida de sedimentos en una celda genérica).

$$\Delta x \Delta y (d_B + d_C) = \left(\frac{\partial Q_l}{\partial x} + q_s + q_0 \right) \Delta x \Delta t \qquad \text{(2-159)}$$

Donde:

q_s y q_o : Caudales sólidos transversales de sedimentos

q_s : Aporte de tierra hacia el mar

q_o : Aporte del fondo en profundidad mayor de la de cierre

Si q_s y q_o son nulos la ecuación de continuidad es, llevando a incrementos infinitesimales:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = -\frac{1}{(d_B + d_C)}\frac{\partial Q_l}{\partial x} \tag{2-160}$$

Si Q_l se define como:

$$Q_l = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1-n)}\left(\frac{\rho g H_b^{\,2}}{16}\right) C_{gb}\, seno(2\alpha_b) \tag{2-161}$$

$$\frac{\partial Q_l}{\partial x} = \varepsilon' \frac{\partial (seno 2\alpha_b)}{\partial x} = \varepsilon' \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \text{ (Si } \varepsilon\text{' no es función de } x) \tag{2-162}$$

Donde:

$$\varepsilon' = \frac{K H_b^{\,2} C_{gb}}{8}\left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho}\right)\left(\frac{1}{1-n}\right)\left(\frac{1}{d_B + d_C}\right) \tag{2-163}$$

Si el oleaje rompiente y la forma del perfil de playa no varían en el proceso, entonces ε es una constante y la ecuación 2-15 se transforma en:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \varepsilon' \frac{1}{(d_B + d_C)}\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \varepsilon \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \tag{2-164}$$

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon'}{(d_B + d_C)} \tag{2-165}$$

Ecuación diferencial utilizada en los modelos de evolución de la costa.

Pelnard-Considére (1956) presentó una solución analítica para el caso de un espigón largo impermeable atrapando la totalidad del Transporte Litoral Q_l con un oleaje constante invariante.

Una solución analítica simple fue desarrollada en forma adimensional por Walton y Chiu (1979). Las condiciones para aplicar esta solución son:

- No hay rebase de Transporte Litoral en el espigón (espigón largo).
- En el espigón la línea de orilla es paralela al oleaje incidente en aguas profundas.
- El ángulo α_b entre el frente de la ola rompiente y la costa original se mantiene constante. Implica que las isóbatas en profundidad mayor de la de rompimiento no cambian de forma o dirección en forma sensible, lo cual sólo es cierto si α_b es bajo ($\alpha_b < 25°$).

Con estas condiciones la solución analítica es:

Para $t < t_f$

$$y = 2\sqrt{\varepsilon t}\cdot g(\alpha_b)\left\{\frac{1}{\sqrt{\pi}}\exp\left[-\left(\frac{x}{2\sqrt{\varepsilon t}}\right)^2\right]-\frac{x}{2\sqrt{\varepsilon t}}\,erfc\left(\frac{x}{2\sqrt{\varepsilon t}}\right)\right\}; \qquad (2\text{-}166)$$

Donde:

t_f : Tiempo en el cual la estructura se llena totalmente

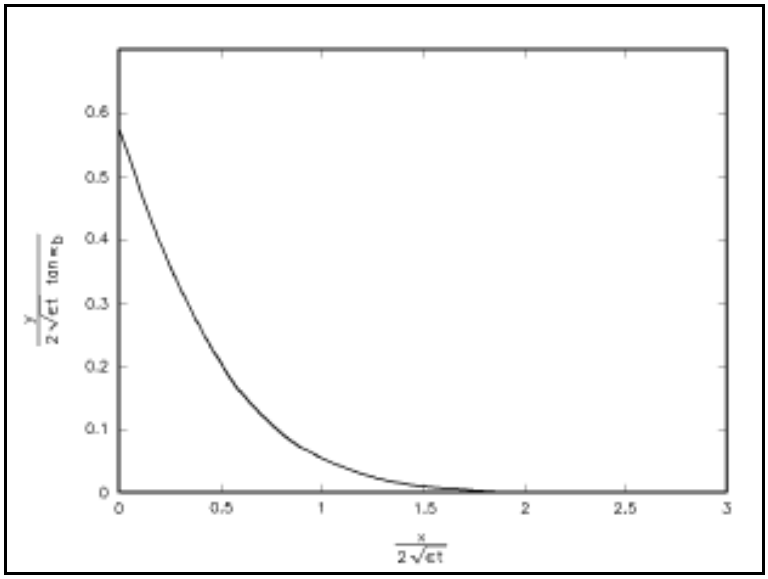
erfc : Función de error complementaria definida como:

$$erfc(\ ) = 1 - erf(\ ) \qquad (2\text{-}167)$$

$$erf(\ ) = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_0 e^{-z}dz \qquad (2\text{-}168)$$

Ambos, *erfc* y *erf,* se encuentran tabulados en manuales de matemáticas.

Figura 2.6.2-1: Gráfico de solución adimensional para la condición de transporte nulo de arena en el lugar de la estructura



Fuente: Coastal Engineering Manual

La posición de la orilla adyacente al espigón en un tiempo t es:

$$Y = \sqrt{\frac{4\varepsilon t}{\pi}} tg\alpha_b \qquad (2\text{-}169)$$

Si se conoce el Transporte Litoral Q_l y el ángulo de la rompiente con la orilla original α_b, la constante ε se puede expresar en términos de dichas magnitudes:

$$\varepsilon = \frac{2Q_l}{(d_B + d_C)seno2\alpha_b} \qquad (2\text{-}170)$$

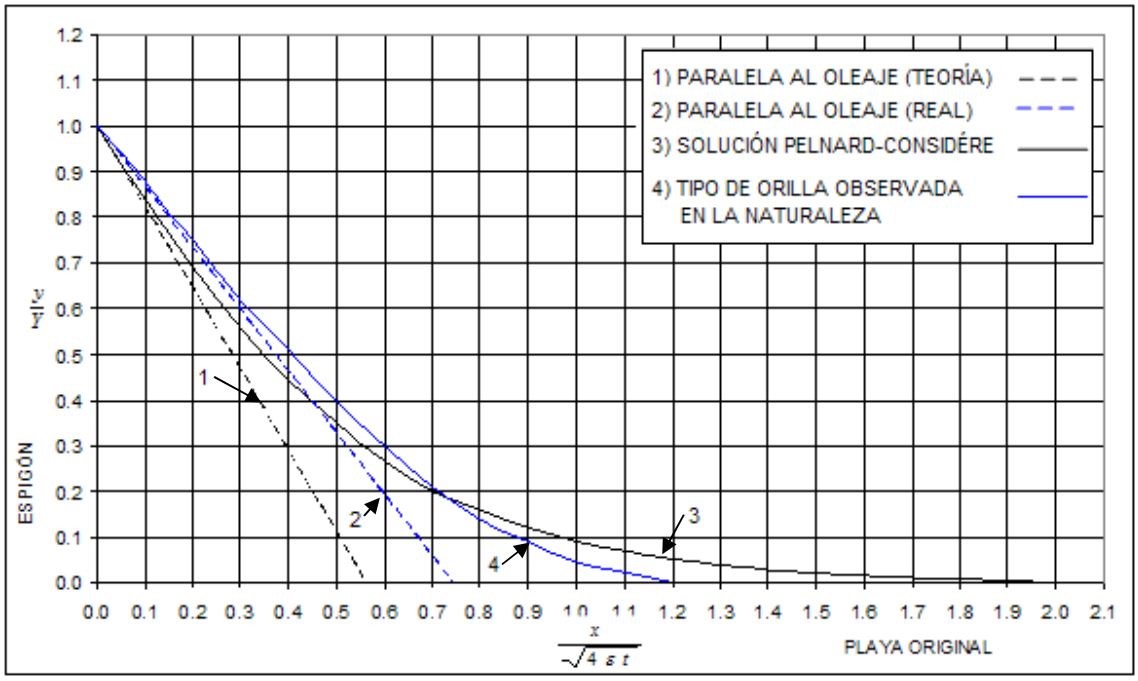
Y la posición de la orilla en el espigón:

$$Y = \sqrt{\frac{8Q_l t}{\pi(d_B + d_C)seno2\alpha_b}}tg\alpha_b \qquad (2\text{-}171)$$

Con base a estas relaciones la ecuación 2-169 se puede expresar en forma adimensional:

$$\frac{y}{Y} = f\left(\frac{x}{\sqrt{4\varepsilon t}}\right) \qquad (2\text{-}172)$$

Figura 2.6.2-2: Esquema de la playa costa arriba de un espigón (adimensional)



Fuente: Archivos Propios

En la realidad la naturaleza del oleaje, con una distribución direccional de energía, espectro energético de frecuencias y variabilidad temporal en el clima de oleaje, causa

una reducción de la concavidad de la orilla con respecto a esta solución y, en consecuencia, la progradación en el espigón *Y* es mayor que la teórica.

En forma conservadora, si la playa se mantuviera aproximadamente rectilínea, al cabo de un tiempo *t*:

$$Y = \sqrt{\frac{2Q_l t \operatorname{sen}\alpha_b}{d_b + d_C}} \qquad (2\text{-}173)$$

2.6.2.2 CORRIENTES INDUCIDAS POR ROMPEOLAS CON COTA DE CORONACIÓN BAJA

En el caso de rompeolas con cota de coronación próxima al nivel medio del mar el caudal de agua que fluye hacia el sector protegido por la secuencia de crestas (rebase) y valles (retorno restringido por efecto de dique) suele ser de magnitud importante. El retorno de este caudal hacia el mar puede generar corrientes peligrosas para los bañistas y/o capaces de causar erosión y pérdida irreversible de arena.

Este complejo fenómeno, especialmente en escenarios 3D, generalmente puede ser simulado satisfactoriamente en un modelo físico e incluso en un modelo matemático, donde la mayor dificultad es precisamente el flujo sobre el rompeolas, que puede ser introducido como una condición de borde con base a formulaciones empíricas.

Si no existe sobre-elevación significativa a sotavento del rompeolas, cuando la cota de coronación es próxima el nivel medio (Burcharth et. Al., 2007), se puede estimar el caudal de sobre-paso mediante la expresión:

$$\frac{q_0}{\sqrt{gHs^3}} = 0{,}2 \exp\left(-2{,}6 \frac{F}{H_s}\right) \qquad (2\text{-}174)$$

Donde:

F : Francobordo del rompeolas

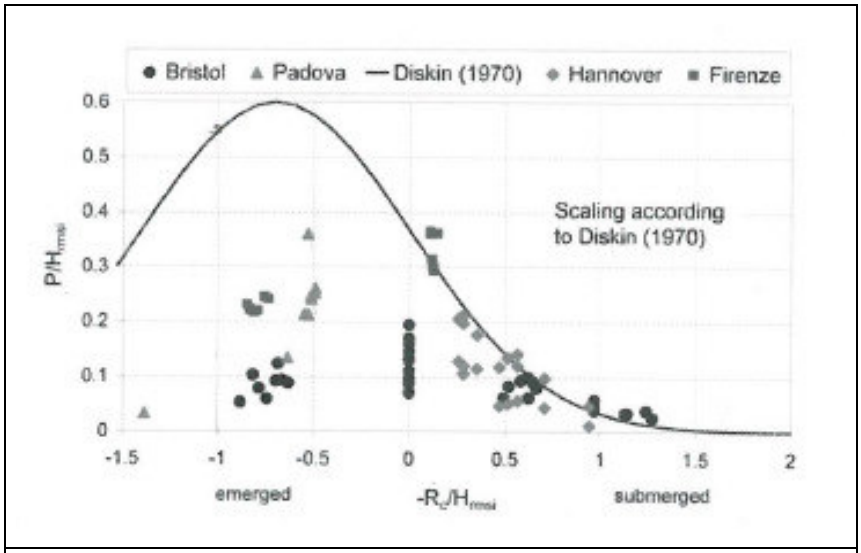
Si la playa está confinada y no hay retorno lateral del caudal de sobre-paso, se alcanza el equilibrio entre el flujo de “momentum” por sobre-paso y la sobre-elevación del nivel medio en la playa (“set-up”).

Diskin et al. (1970) basándose en ensayos con estructuras de baja permeabilidad, con oleaje uniforme propuso la relación:

$$\frac{S}{H_i} = 0{,}6 \exp\left[-\left(0{,}7 - \frac{F}{H_i}\right)\right] \qquad \text{(2-175)}$$

Ver Figura 2.6.2-3.

Figura 2.6.2-3: Set-up en condiciones confinadas según Diskin et. Al (1970) (adimensional)



Estructuras sumergidas aparecen en el lado derecho del dibujo

Fuente: Burcharth et al 2007

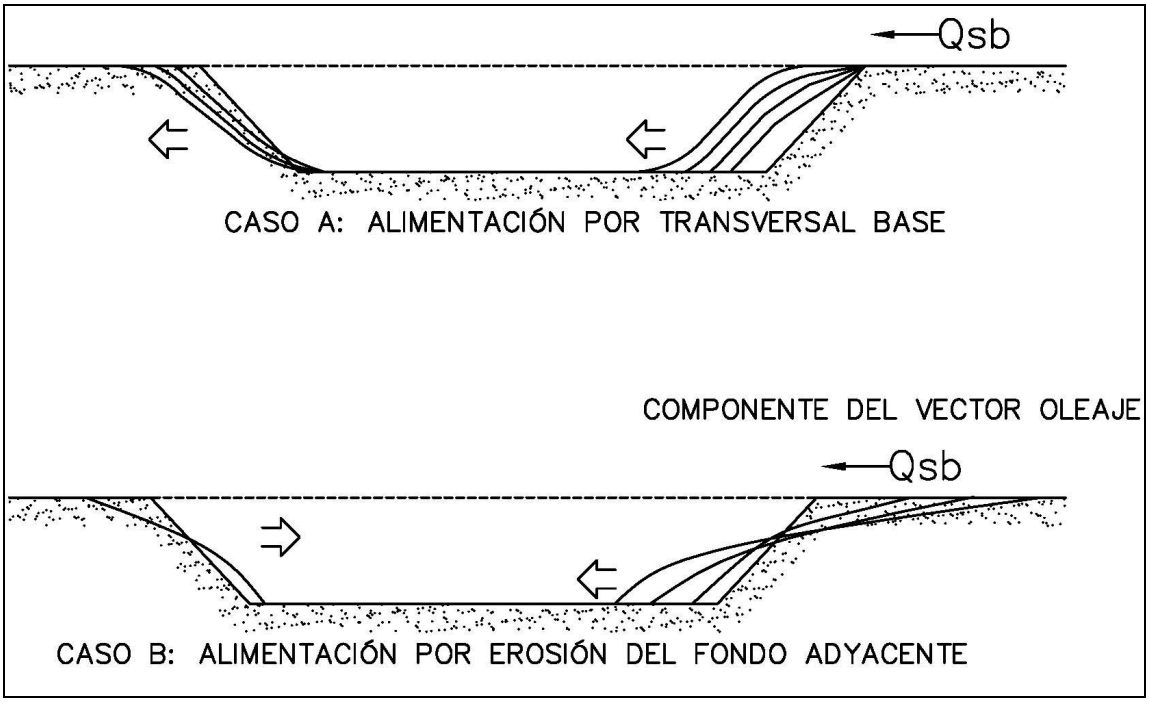
En este caso, esencialmente bidimensional, es mucho más confiable la simulación en un modelo físico.

2.6.2.3 SEDIMENTACIÓN DE ZANJAS EN EL FONDO MARINO

Cuando se dragan zanjas en el fondo marino constituido por sedimentos granulares, como canales de navegación o para la colocación de tuberías, emisarios submarinos, cables, etc., es a menudo necesario estimar las tasas de sedimentación de la zanja por efecto del oleaje y corrientes.

Se pueden presentar dos condiciones extremas (ver Figura 2.6.2-4).

Figura 2.6.2-4: Sedimentación de zanjas en el fondo marino



Fuente: Archivo propio

Caso A: ya existe una componente del transporte sólido transversal a la zanja, generalmente originada por una corriente de magnitud mucho mayor que la inducida por el oleaje. En ese caso la zanja es una trampa y la corriente descarga los sedimentos en el extremo aguas arriba de la zanja y la erosiona en el talud aguas abajo.

En el caso de que la zanja esté expuesta a la sedimentación solo en profundidades mayores que la de rompimiento, aun siendo un fenómeno complejo, la bibliografía permite

hacer estimaciones de las tasas de sedimentación, si se tiene un buen conocimiento de los regímenes de oleaje y corrientes y de las características de los sedimentos involucrados. Dado que en estos casos es, generalmente, imprescindible una adecuada campaña de mediciones de corrientes, éstas se deben complementar con mediciones de perfiles de concentración de sedimentos en suspensión que permitan validar los métodos de cálculo utilizados.

Van Rijn (1993), presenta una detallada disertación sobre el fenómeno de transporte sólido por efecto combinado de oleaje no rompiente y corrientes.

Normalmente el oleaje es el principal responsable de poner sedimentos del fondo en suspensión (carga de sedimentos) y la corriente se superpone a la asimetría de la ola para causar un transporte neto.

En el caso de corrientes débiles (U < 0,2 m/s), se puede estimar el transporte neto mediante la expresión:

$$q_C = 0{,}0006 \cdot D_{50} \cdot u_{b,C} \left(\psi_{crest} - \psi_{cr}\right)^{1,3} \tag{2-176}$$

Donde:

q_c : Transporte total relativo a la corriente, m^2/s

$u_{b,c}$: Velocidad de la corriente en el límite de la capa límite de la ola

$$\psi_{cresta} = \frac{\left(\hat{U}_{sigcresta}\right)^2}{(s-1)gD_{50}} \tag{2-177}$$

$$\psi_{cr} = \frac{\left(\hat{U}_{cr}\right)^2}{(s-1)gD_{50}} \tag{2-178}$$

Donde:

$\hat{U}_{sigcresta}$: Velocidad máxima orbital en el fondo bajo la cresta

$\hat{U}_{cr}$: Velocidad máxima orbital en el movimiento incipiente

Caso B: el fondo está esencialmente en equilibrio sin transporte de sedimentos transversal. En ese caso el movimiento oscilatorio del material del fondo, inducido por el oleaje, es el responsable de la sedimentación de la zanja. La alimentación de sedimentos proviene del fondo adyacente a la zanja y el mecanismo hidrodinámico combina el efecto de la gravedad en el talud de la zanja con la asimetría del oleaje no lineal. En la medida que el talud de barlovento se va suavizando, la tasa de sedimentación se va reduciendo.

La tasa de sedimentación en el caso B se puede estimar para oleaje irregular no lineal (Van Rijn, 1993):

$$q_{w,net} = -0.00063((s-1)g)^{0.5}(D_{50})^{1.5}\left[\alpha_s(\psi_{cresta}-\psi_{ct})^{1.7} - \alpha_s(\psi_{valle}-\psi_{ct})^{1.7}\right] \quad (2\text{-}179)$$

$$\psi_{cresta} = \frac{(\hat{U}_{sigcresta})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2\text{-}180)$$

$$\psi_{valle} = \frac{(\hat{U}_{sigvalle})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2\text{-}181)$$

$$\psi_{ct} = \frac{(\hat{U}_{ct})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2\text{-}182)$$

$$\alpha_s = \frac{\tan\gamma}{\cos\beta(\tan\gamma \pm \tan\beta)} \quad (2\text{-}183)$$

Donde:

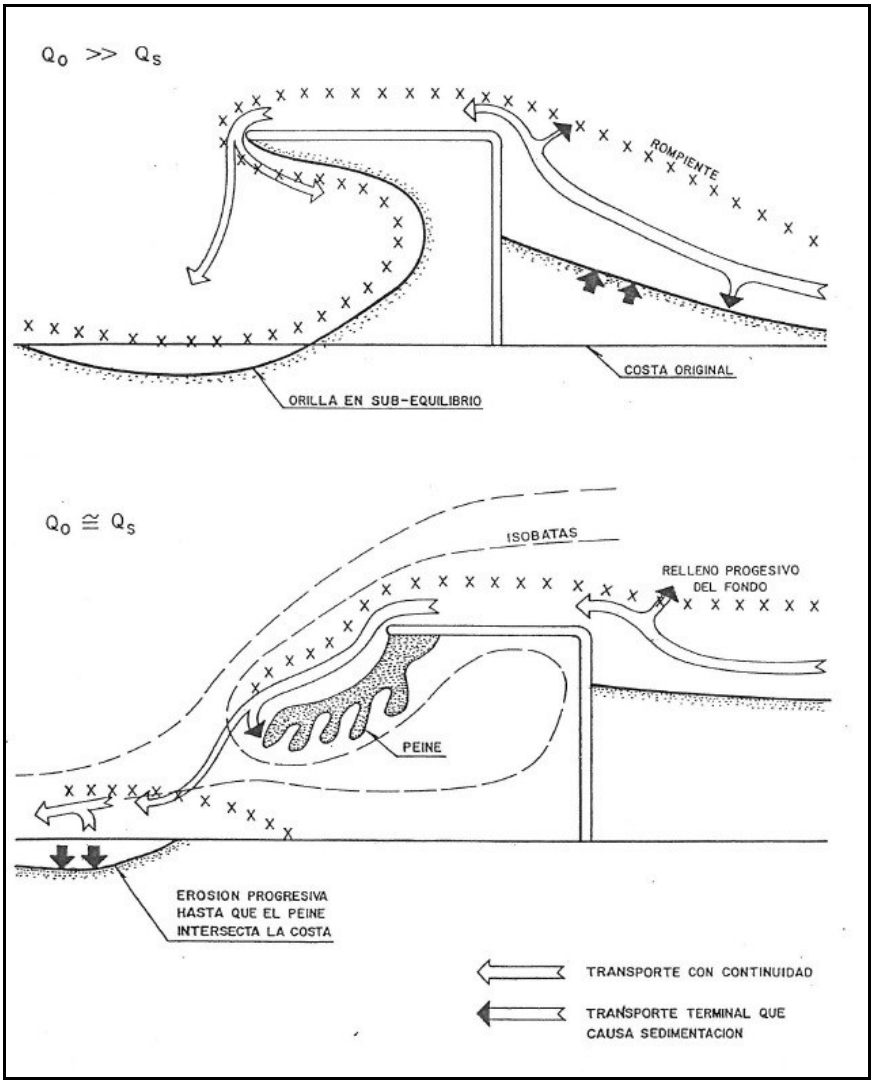
γ : Ángulo dinámico de fricción (tan γ = 0,6 para arena)

tan β : Pendiente del fondo, m

2.6.2.4 PUERTOS ARTIFICIALES EN AGUAS SOMERAS CON TRANSPORTE LITORAL

Denominando *Qo* a la capacidad máxima del oleaje para transportar sedimentos (para ángulo de incidencia en aguas profundas próximo a 50°), una vez que el transporte rebase el rompeolas principal, situaciones diferentes pueden ocurrir, dependiendo de la relación entre dicha capacidad máxima del oleaje y el transporte litoral real *Qs*, tal como se esquematiza en la Figura 2.6.2-5.

Figura 2.6.2-5: Rompeolas rebasado por el transporte litoral



Fuente: Archivos Propios

2.7 GEOTECNIA

El presente capítulo aborda los siguientes tópicos de Ingeniería Geotécnica:

- Filtración y Consolidación
- Fundaciones Superficiales
- Fundaciones Profundas
- Estructuras de Contención
- Estabilidad de Talud
- Mejoramiento de Terreno

Para el desarrollo del capítulo se tomó como base la Recomendación de Obras Marítimas Españolas. Es por esto, que cada título indica entre paréntesis el acápite de la ROM que se uso como base.

2.7.1 CRITERIOS DE SEGURIDAD, SERVICIO Y EXPLOTACIÓN

Los temas de seguridad, servicio y explotación se irán comentando, tratando y analizando en cada punto específico de este acápite.

2.7.2 ANÁLISIS DE DATOS Y CÁLCULOS PARA EL DISEÑO

El análisis de datos y toma de muestras son analizados en el capítulo de Estudios en Terreno. En cuanto al cálculo para el diseño, será tratado a continuación en este acápite.

2.7.3 FILTRACIÓN Y CONSOLIDACIÓN (ROM 3.4)

Se utilizarán como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y

modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.3.1 PROBLEMAS GEOTÉCNICOS MÁS COMUNES (ROM 3.4.1)

Los problemas geotécnicos más comunes asociados con el movimiento del agua dentro del terreno (filtración) son:

- Estudio de caudales de filtración
- Empuje del agua sobre estructuras
- Estudio de la depresión del nivel freático
- Estudio de la seguridad frente al levantamiento de fondo
- Estudio de la posible erosión interna

Dentro de estos temas se incluyen, también:

- Estudio de consolidación de masas de suelo
- Generación y disipación de presiones intersticiales

Ya que, aunque sean problemas mixtos flujo-deformación, están controlados fundamentalmente por la permeabilidad del terreno, aspecto éste primordial en los problemas que se consideran en este capítulo.

Son de especial interés estos temas en el proyecto de diques secos, donde han de mantenerse depresiones permanentes. Lo son, también, en el caso de los rellenos hidráulicos que se suelen realizar como trasdós de muelles de gravedad.

Los problemas de levantamiento de fondo y arrastre son típicos en las obras de depresión de la napa que se suelen realizar, con carácter transitorio, para la construcción en seco, bajo el nivel freático.

Los principios básicos que deben guiar el estudio de este tipo de situaciones son los que se exponen en los acápites siguientes.

2.7.3.2 DIBUJO DE REDES DE FILTRACIÓN (ROM 3.4.2)

2.7.3.2.1 TERRENOS HOMOGÉNEOS E ISÓTROPOS. PROBLEMAS BIDIMENSIONALES (ROM 3.4.2.1)

Los problemas de filtración en medios porosos e indeformables por el movimiento del agua (suelos o rellenos en condiciones drenadas), considerando régimen laminar, suelen resolverse admitiendo la ley de Darcy que establece que el gasto Q que fluye en una sección A del suelo está dada por $Q = k_p \cdot i \cdot A$, en donde k_p es el coeficiente de permeabilidad e i es el gradiente hidráulico en la sección considerada. Un determinado problema queda resuelto teóricamente cuando se conoce el potencial ϕ_p, en cualquier punto del dominio de la filtración. Se entiende por tal el valor dado por la expresión:

$$\phi = \frac{u}{\gamma_w} + z \qquad \text{(2-184)}$$

Donde:

u : Presión intersticial o presión de poros

γ_w : Peso unitario del agua

z : Elevación sobre un plano de referencia o datum

Esta expresión representa el Bernoulli del punto en el que, para escurrimientos en medios permeables, se deprecia la altura de velocidad.

En los casos en que el terreno es homogéneo e isótropo y tanto el fluido como el terreno son incompresibles, el planteamiento teórico del problema conduce a la ecuación de Laplace:

$$\nabla^2 \phi = 0 \qquad (2\text{-}185)$$

Las líneas que unen puntos de igual potencial son denominadas líneas equipotenciales y, en los medios isótropos, cualquier línea que, en todo su trayecto, las corte ortogonalmente será una línea de corriente o línea de flujo. El conjunto de ambas familias, que se suele dibujar de manera que determinen entre ellas elementos de dimensiones lo más parecidas a un cuadrado, se conoce como red de flujo.

Existe un buen número de soluciones analíticas o semi analíticas de problemas de filtración en medios homogéneos e isótropos, que pueden ayudar a la solución de casos reales de geometría sencilla, en los que no sería necesario dibujar redes de filtración.

El dibujo exacto de redes de filtración puede ser difícil y en problemas complejos es necesaria la ayuda de computador para dibujar una red precisa. Sin embargo, son muchos los problemas de filtración que pueden y deben resolverse con aproximaciones sencillas. Únicamente cuando el problema que se investiga sea realmente importante estarán justificados, además, otros procedimientos más detallados que los métodos simples aquí recomendados.

2.7.3.2.2 TERRENOS ANISÓTROPOS (ROM 3.4.2.2)

En situaciones que impliquen una clara anisotropía de la permeabilidad el problema se puede resolver mediante la utilización de un software especializado o mediante la aplicación de la transformación de Samisöe que puede verse en el libro de Lambe y Whitman “Mecánica de Suelos”. Consiste, fundamentalmente, en dibujar la red en otra geometría en la que las dimensiones horizontales (suponiendo que en esa dirección ocurra la mayor permeabilidad, como suele suceder) se reducen en una proporción igual a la raíz cuadrada del cociente de permeabilidades, $(k_h/k_v)^{1/2}$. Una vez dibujada la red de filtración con elementos “cuadrados” en esa figura más esbelta, donde las alturas están más acusadas (o las anchuras más reducidas), se debe deshacer el cambio de escala para obtener las líneas de flujo reales y las líneas equipotenciales, que formarán un sistema de cuadriláteros curvilíneos no ortogonales y de distinta medida a lo largo de equipotenciales que a lo largo de líneas de corriente.

2.7.3.2.3 TERRENOS HETEROGÉNEOS (ROM 3.4.2.3)

El caso más frecuente es el de filtraciones en terrenos heterogéneos formados por estratos o zonas de distinta permeabilidad. En esos casos es posible realizar un dibujo aproximado de la red de filtración. Es particularmente fácil cuando la frontera que separa dos medios de distinta permeabilidad coincida con una línea de corriente o con una línea equipotencial, ya que entonces se producen dos flujos paralelos independientes (primer caso) o un flujo en serie cuya solución es inmediata, tal como se indica en la Figura 2.7.3-1.

Los casos reales, particularmente aquéllos en los que existen materiales de permeabilidad muy diferente, pueden aproximarse mediante composición de flujos a través de cada uno de los materiales de distinta permeabilidad, bien sea mediante flujos independientes en paralelo, bien mediante flujos en serie.

Siempre es posible y recomendable intentar una solución simple por este procedimiento procurando que las simplificaciones realizadas conduzcan a una solución conservadora. La Figura 2.7.3-2 indica esquemáticamente una solución simplificada para el caso típico del estudio de la filtración a través de la capa de enrocado permeable de un muelle de gravedad. Cabe mencionar que la figura es un ejemplo número de caso descrito.

Cuando los terrenos heterogéneos obedezcan a estratos con contactos sensiblemente paralelos entre sí y a la superficie del terreno, que es lo habitual en formaciones estratificadas, es posible transformar el medio en uno homogéneo pero anisótropo en cuanto a permeabilidad. Así entonces se define una permeabilidad equivalente horizontal, *kh*, y una vertical, *kv*.

$$k_h = \frac{\sum k_i B_i}{\sum B_i} \qquad (2\text{-}186)$$

$$k_v = \frac{\sum B_i}{\sum B_i / k_i} \qquad (2\text{-}187)$$

Donde:

B_i : Espesor del estrato.

k_i : Coeficiente de permeabilidad del estrato i en la dirección horizontal o vertical según corresponda.

De este modo la solución con la red de flujo se ciñe a lo establecido en la sección 2.7.3.2.2.

2.7.3.2.4 PROBLEMAS TRIDIMENSIONALES (ROM 3.4.2.4)

Cuando el carácter tridimensional sea muy marcado y la solución bidimensional aplicada a distintas secciones planas de la obra sea, a juicio del ingeniero, poco adecuada, habrá que recurrir al estudio tridimensional de la red de filtración que, en general, requerirá la utilización de un programa de computación adecuado. Este tipo de programas también puede ser aplicado a condiciones bidimensionales con estratigrafías complejas. Uno de los méritos de estos programas es que permiten analizar esfuerzos en régimen transiente como sería el efecto de un tsunami.

Dado que el esfuerzo necesario para dibujar redes de filtración planas es relativamente pequeño, cuando se compara con los cálculos tridimensionales, la realización de éstos no debe excluir que, al menos con carácter orientativo, se estudien algunas secciones planas que pueden servir para acotar la solución del problema.

2.7.3.3 CAUDALES DE FILTRACIÓN (ROM 3.4.3)

2.7.3.3.1 PROBLEMAS BIDIMENSIONALES, ISÓTROPOS Y HOMOGÉNEOS (ROM 3.4.3.1)

En los problemas de filtración bidimensionales en suelos homogéneos e isótropos y cuando el agua se mueve entre dos equipotenciales extremas (nivel freático en el trasdós y nivel freático en el intradós de un muro, por ejemplo), el caudal de filtración por unidad de longitud en el sentido perpendicular al plano de estudio se puede expresar mediante:

$$Q = \Delta\phi \cdot k \cdot n \qquad (2\text{-}188)$$

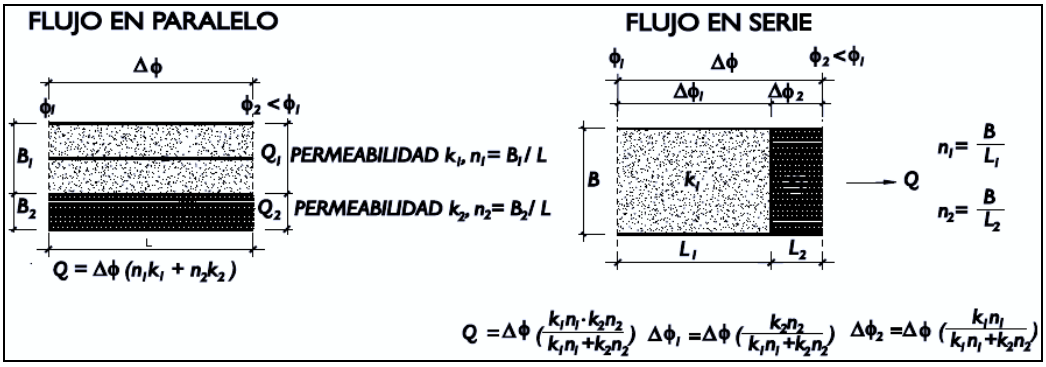
Donde:

$\Delta\phi$: Diferencia de potencial entre la entrada y la salida

k : Permeabilidad

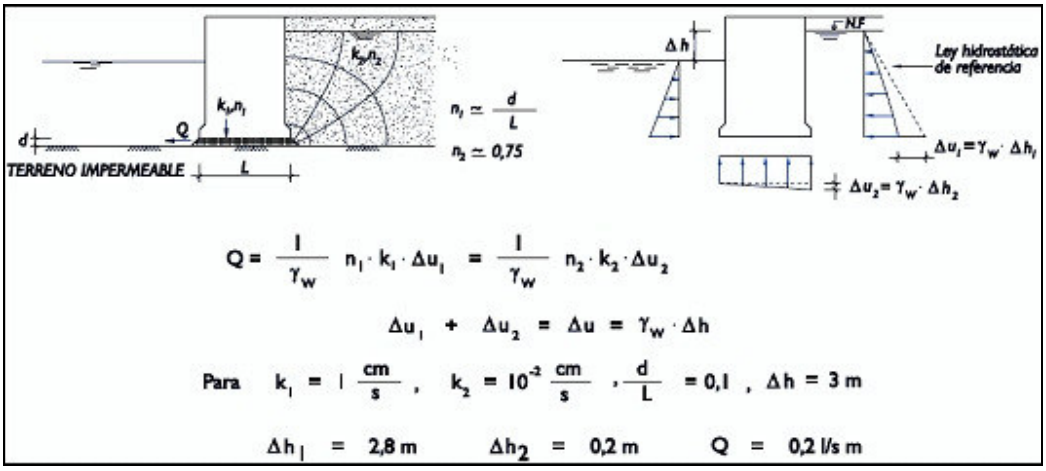
n : Número adimensional que depende de la geometría del medio

Figura 2.7.3-1: Filtración simple en medios heterogéneos



Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

Figura 2.7.3-2: Solución simple. Filtración bajo un muelle



Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

Teniendo en cuenta que la precisión con la que se conoce la permeabilidad suele ser escasa, es raro que el cálculo de un caudal, u otras variables asociadas a la filtración, requiera grandes esfuerzos para determinar *n*, es decir, para dibujar una red de flujo exacta.

El número adimensional *n* es el cociente entre el número total de "tubos de flujo", N_f, y el número total de saltos de potencial N_p, en redes de flujo con elementos "cuadrados", esto es:

$$n = \frac{N_f}{N_p} \tag{2-189}$$

Como ejemplo de cálculo del número adimensional *n* pueden verse los casos incluidos en las figuras de este acápite.

2.7.3.3.2 TERRENOS ANISÓTROPOS (ROM 3.4.3.2)

En los problemas anisótropos el caudal de filtración viene dado por la expresión:

$$Q = \Delta\phi \cdot (k_h \cdot k_v)^{1/2} \cdot n \tag{2-190}$$

Donde n es, como en los casos isótropos, el cociente entre el número de canales de flujo y el número de saltos de potencial, en redes de filtración dibujadas como se indica en la sección 2.7.3.2.2:

$\Delta\phi$: Diferencia de potencial entre la entrada y la salida.

k_h y k_v : Permeabilidad en las dos direcciones principales de la anisotropía.

2.7.3.3.3 TERRENOS HETEROGÉNEOS (ROM 3.4.3.3)

En caso de terrenos heterogéneos, pero que tengan zonas homogéneas amplias, se puede estimar el caudal que atraviesa cada una de esas zonas aplicando las expresiones antes indicadas (sección 2.7.3.2.1 o sección 2.7.3.2.2, según se trata de un medio isótropo o no). En esos casos la diferencia de potencial entre la entrada y la salida se entenderá que se refiere al principio y al final de la zona homogénea considerada, así como los “tubos de flujo” y los saltos de potencial serán los que queden dentro de esa zona homogénea.

Un ejemplo de cálculos de caudales en algunas situaciones heterogéneas pueden verse en la Figura 2.7.3-1 y Figura 2.7.3-2.

2.7.3.3.4 PROBLEMAS TRIDIMENSIONALES (ROM 3.4.3.4)

En problemas tridimensionales, el cálculo es más complejo, aunque la tipología de la expresión que relaciona al caudal total con la permeabilidad y el salto de potencial sigue siendo la misma.

En estos casos el número n tiene dimensiones de longitud y, en general, su determinación requerirá el uso de un programa computacional o de soluciones analíticas publicadas.

2.7.3.4 EMPUJES DEL AGUA INTERSTICIAL SOBRE ESTRUCTURAS (ROM 3.4.4)

Las estructuras que estén afectadas por la filtración del agua están sometidas, en sus paredes, a empujes de valor diferente al hidrostático (agua en reposo).

La determinación de estos empujes requerirá, en general, un dibujo previo de la red de filtración. Normalmente, los materiales estructurales son mucho menos permeables que el terreno y, por eso, en general, las redes de filtración correspondientes pueden dibujarse suponiendo que el contacto de la estructura y el terreno es un borde impermeable del problema y que, por lo tanto, coincide con una línea de filtración.

En aquellas ocasiones en que la estructura tenga una permeabilidad similar a la del terreno, la red de filtración habría de dibujarse considerando el problema de carácter heterogéneo e introduciendo la estructura como un material más, por ejemplo la base permeable del muro de la Figura 2.7.3-2.

Una vez dibujada la red de filtración, las presiones de agua en el contacto terreno-estructura (o empujes del agua) son fáciles de estimar, ya que:

$$u = (\phi - z_\phi) \cdot \gamma_w \qquad (2\text{-}191)$$

Donde:

z_ϕ : Elevación del punto sobre el plano de referencia o datum utilizado para definir al potencial (Bernoulli) ϕ

Un ejemplo de estimación de las leyes de empuje del agua sobre un cajón de un muelle de gravedad es el ilustrado en la Figura 2.7.3-2. El de la Figura 2.7.3-3 corresponde al empuje sobre las tablestacas de la entibación de una excavación con agotamiento.

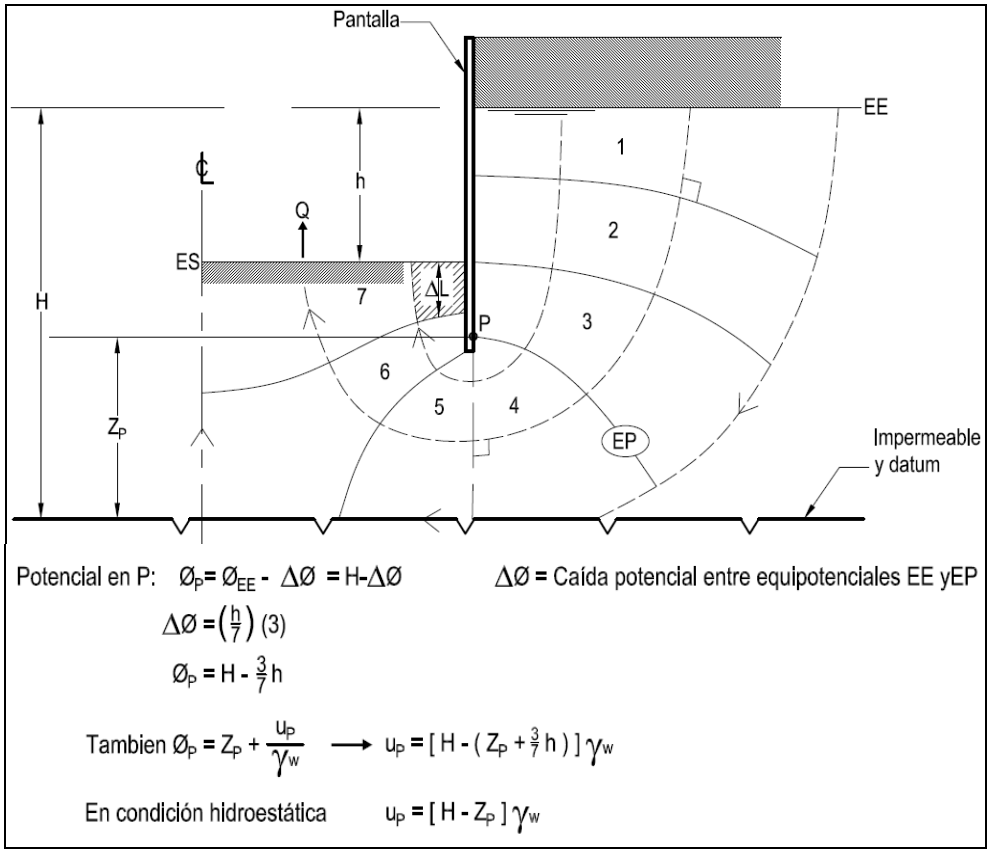
La presión del agua que se indica en esas figuras actuaría directamente sobre el paramento de contacto tierras-estructura de contención. En ocasiones, es necesario calcular las presiones de agua en otros puntos, las que, en general, serán algo mayores que las del paramento del muro y que se pueden calcular fácilmente una vez se conoce la red de filtración.

2.7.3.4.1 NIVELES DE LAS AGUAS EXTERIORES Y DE LAS LÍNEAS DE SATURACIÓN EN TERRENOS (ROM 3.4.4.1)

Los niveles de agua a considerar para la obtención de los empujes de agua sobre las estructuras, que se pueden asimilar a efectos de respuesta de la obra y del terreno con un carácter estacionario, vendrán determinados por las oscilaciones de largo periodo de las aguas libres, la existencia de aportaciones subterráneas a través del terreno, la tipología estructural de la obra, la permeabilidad de fundaciones, terrenos naturales, rellenos y obras y, en su caso, por el tipo y capacidad de los sistemas de drenaje y de otras formas de variación artificial de niveles previstos en el proyecto, así como de las tolerancias admitidas para estos casos en las especificaciones técnicas.

El ingeniero deberá fijar los niveles de agua representativos, en cada situación o estado de proyecto y para cada tipo de combinación de acciones considerado, siempre que sea posible, sobre base estadística o experimentalmente sobre todo cuando existan importantes flujos de corrientes subterráneas terrestres, presión artesiana o exposición continuada a la acción del oleaje.

Figura 2.7.3-3: Solución de una excavación y una depresión con entibación



Fuente: Elaboración Propia

2.7.3.4.1.1 NIVEL DE LA LÍNEA DE SATURACIÓN EN RELLENOS Y TERRENOS NATURALES

Con carácter general, en mares con marea astronómica significativa, el nivel de la línea de saturación en rellenos y terrenos naturales se puede suponer que se mantiene constante en el nivel medio del mar + 0,3 m a partir de una distancia aproximada de 20 m desde la línea de costa. Para mares sin marea astronómica significativa, dicho nivel coincidirá con el nivel medio del mar. Para corrientes fluviales, afectadas o no por mareas, o zonas con marea sometidas a corrientes fluviales, la línea de saturación coincidirá con sus niveles medios en estiaje o avenida en función del periodo estacional. Dichos niveles pueden estar sometidos a modificaciones importantes al alza cuando se presenten:

- Corrientes subterráneas terrestres de aportación interna, o provenientes de pluviometría directa, cuyo desagüe esté dificultado o impedido por estructuras costeras extensas.

- Presiones artesianas.
- Suelos o rocas de baja permeabilidad en el trasdós de estructuras de contención o en el terreno de fundación.
- Rellenos realizados por métodos hidráulicos.
- Acción continuada del oleaje sobre la estructura resistente, el relleno o el terreno natural.
- La existencia de sistemas artificiales de aportación o drenaje.

La diferencia entre el nivel de agua residual y el nivel de agua en el frente del muro se deberá determinar en consideración de la permeabilidad del muro y el rango de mareas. Por lo general, se recomienda tomar 1/3 – 2/3 del nivel de marea frente al muro.

En ausencia de datos estadísticos o experimentales relevantes, los niveles de agua del relleno o terreno natural en el contacto terreno-estructura compatibles con los niveles representativos para las aguas exteriores, adoptados en función del tipo de combinación de acciones considerada, se consignan simplificadamente para los casos más usuales en la Tabla 2.7.3-1, en función de las oscilaciones de largo periodo de las aguas libres y de la permeabilidad de fundaciones, rellenos y estructuras, no considerándose la actuación de flujos subterráneos, ni la acción del oleaje ni demás formas naturales o artificiales de modificación de niveles. Para los casos no previstos en la Tabla 2.7.3-1 será obligatoria la determinación de niveles sobre base estadística o experimental.

En el caso particular de un relleno realizado por métodos hidráulicos, en previsión de posibles excedencias en la capacidad de drenaje durante el vertido, podrá tomarse en los casos desfavorables para la fase de construcción, un nivel de saturación permanente razonablemente superior al menor a partir del cual el agua puede fluir libremente.

Las aportaciones de agua, provenientes exclusivamente de pluviometría directa sobre la superficie exterior del terreno, se tendrán en cuenta en los casos desfavorables suponiendo que producen aumentos adicionales en los niveles freáticos de rellenos y terrenos naturales. A falta de otros datos, se considerarán únicamente relevantes para los cálculos, los aumentos de nivel debidos a pluviometría directa sobre rellenos de alta permeabilidad ubicados en el trasdós de estructuras no permeables fundadas en terrenos de baja permeabilidad o con estratos intermedios de baja permeabilidad. Esta situación únicamente se tendrá en consideración para combinación de acciones fundamentales o

poco frecuente, adoptando un aumento de nivel igual al necesario para alojar a la máxima intensidad de precipitación en 24 horas, correspondiente a un periodo de retorno de 5 años.

Tabla 2.7.3-1: Desniveles límite a adoptar entre los niveles representativos de las aguas libres exteriores y las líneas de saturación en terrenos naturales o rellenos

				Tipo de combinación de acciones			
				Cuasi permanente y sísmica (S)	**Fundamental y poco frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter no predominante**	**Fundamental y poco frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter predominante**	**Frecuente y accidental (A)**
Desniveles entre los niveles representativos de las aguas exteriores y las líneas de saturación en terrenos o rellenos	Mar con marea astronómica significativa	Permeabilidad de la Obra	Baja	NAE - NM			
			Media	0,3 (PM – BM)	0,3 (PMVE – BMVE)		0,3 (PVM – BVM)
			Alta	0,15 (PM – BM)	0,15 (PMVE – BMVE)		0,15 (PVM – BVM)
	Mar sin marea astronómica significativa	Permeabilidad de la Obra	Baja	0	NAE - NM		0
			Media	0	0,30 m		0
			Alta	0	0,15 m		0

				Tipo de combinación de acciones			
				Cuasi permanente y sísmica (S)	**Fundamental y poco frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter no predominante**	**Fundamental y poco frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter predominante**	**Frecuente y accidental (A)**
Desniveles entre los niveles representativos de las aguas exteriores y las líneas de saturación en terrenos naturales o rellenos	Zonas con marea astronómica significativa sometida a corrientes fluviales	Permeabilidad de la Obra	Baja	NAE – (NME o NMI)			
			Media	0,3 Carrera de marea media con nivel medio de estiaje o carrera de marea media con nivel medio de avenida, resp.	0,3 Crecida o decrecida en 24 h corresp. a un periodo de retorno de 20 años + carrera de marea media de las mareas vivas en situación de estiaje o avenida resp.	0,3 Crecida o decrecida en 24 horas corresp. a un periodo de retorno de 50 años + carrera de marea media de las mareas vivas equinocciales en situación de estiaje o avenida resp.	0,3 Crecida o decrecida en 24 h asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % + carrera de marea media en situación de estiaje o avenida resp.
			Alta	0,15 Carrera de marea media con nivel medio de estiaje o carrera de marea media con nivel medio de avenida, resp.	0,15 Crecida o decrecida en 24 h corresp. a un periodo de retorno de 20 años + carrera de marea media de las mareas vivas en situación de estiaje o avenida resp.	0,15 Crecida o decrecida en 24 h corresp. a un periodo de retorno de 50 años + carrera de marea media de las mareas vivas equinocciales en situación de estiaje o avenida resp.	0,15 Crecida o decrecida en 24 h asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % + carrera de marea media en situación de estiaje o avenida resp.
	Corrientes fluviales no afectadas por mareas	Permeabilidad de la Obra	Baja	NAE – (NME o NMI)			
			Media	0	0,3 Crecida o decrecida en 24 h corresp. a un periodo de retorno de 20 años en situación de estiaje o avenida resp.	0,3 Crecida o decrecida en 24 h corresp. a un periodo de retorno de 50 años en situación de estiaje o avenida resp.	0,3 Crecida o decrecida en 24 h asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % en situación de estiaje o avenida resp.
			Alta	0	0,15 Crecida o decrecida en 24 h correspondiente a un periodo de retorno de 20 años en situación de estiaje o avenida resp.	0,15 Crecida o decrecida en 24 h correspondiente a un periodo de retorno de 50 años en situación de estiaje o avenida resp.	0,15 Crecida o decrecida en 24 h asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % en situación de estiaje o avenida resp.

LEYENDA:

NAE: Nivel representativo de las aguas exteriores; NM: Nivel medio del mar; PM: Pleamar media; BM: Bajamar media; PMVE: Pleamar máxima viva equinoccial o máxima marea astronómica; BMVE: Bajamar mínima viva equinoccial o mínima marea astronómica; PVM: Pleamar viva media; BVM: Bajamar viva media; NME: Nivel medio en situación de estiaje en corrientes fluviales; NMI: Nivel medio en situación de avenida en corrientes fluviales.

NOTAS:

A los efectos de esta tabla la permeabilidad de la obra se debe calificar del modo siguiente:

Baja – Cuando la estructura es de baja permeabilidad y lo son también el relleno y/o la obra.

Alta – Cuando el relleno, la estructura y la fundación son de alta permeabilidad.

Media – En los otros casos.

Además se utilizan las siguientes ideas relativas a la calificación de la permeabilidad:

Rellenos o terrenos naturales de alta permeabilidad: aquéllos con coeficiente de permeabilidad k > 10-3 cm/s.

Rellenos o terrenos naturales de baja permeabilidad: aquéllos con coeficiente de permeabilidad k < 10-5 cm/s.

Estructuras permeables: aquéllas cuya permeabilidad no presenta interrupciones físicas que corten el flujo de agua al alcanzarse ciertas cotas.

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

2.7.3.4.1.2 VARIACIONES ARTIFICIALES DE LOS NIVELES DE LAS AGUAS EXTERIORES Y DE LAS LÍNEAS DE SATURACIÓN EN RELLENOS O TERRENOS NATURALES

En el caso de dársenas esclusadas u otras zonas sometidas a variaciones artificiales del nivel de las aguas exteriores, los niveles nominales máximos y mínimos del agua quedarán fijados atendiendo a los criterios de explotación establecidos en el proyecto. Asimismo, el proyecto fijará los aumentos y descensos máximos previstos en 24 horas.

En el supuesto de que existan aportaciones artificiales al terreno natural o al relleno, así como en el caso de que se adopten sistemas artificiales de drenaje, se determinarán los niveles máximos y mínimos de oscilación del agua en el terreno atendiendo a las características específicas en cada caso.

Si la causa originaria de las oscilaciones exteriores es artificial y éstas son las únicas que alimentan a un relleno o terreno natural, a falta de otros datos, se podrá considerar que el nivel freático en el terreno a largo plazo coincide con el de las aguas exteriores, siguiendo las oscilaciones de las mismas con los siguientes retrasos límites función de la permeabilidad de la obra.

- Permeabilidad alta
- Retraso igual a 0,15 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 h.
- Permeabilidad media
- Retraso igual a 0,30 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 h.
- Permeabilidad baja

Se considerará que el nivel freático del relleno o terreno natural no sufre variaciones al alterarse transitoriamente el nivel de las aguas exteriores.

La posible reducción de niveles debido al establecimiento de sistemas de drenaje en rellenos o terrenos naturales sólo podrá ser tomada en consideración si el sistema de drenaje adoptado permite comprobar su funcionamiento y adoptar las medidas de limpieza y corrección del mismo en cualquier momento. En el supuesto de que el drenaje esté confiado a elementos de pequeña dimensión, se considerará que la cota de interrupción está situada 0,30 m por encima de la real, valor correspondiente a la carga mínima de agua necesaria para que funcionen. En estos casos se considerarán como mínimo desniveles de 1,00 m entre aguas exteriores y nivel freático del relleno o terreno natural.

2.7.3.5 EL PROBLEMA DEL LEVANTAMIENTO DE FONDO (ROM 3.4.6)

Los cálculos asociados a las excavaciones con agotamiento o a los sistemas de agotamiento permanentes o transitorios suelen estar encaminados a estudiar el caudal potencial de depresión o las presiones de agua en las estructuras, como ya se ha indicado, o a estudiar el posible levantamiento del fondo, como Estado Límite Último más frecuente.

Comentario: La rotura del terreno en el fondo de excavaciones sometidas a gradientes verticales fuertes es llamada a veces “sifonamiento” o ebullición de fondo. El término sifonamiento se reserva para otro problema causado por el arrastre de partículas o erosión interna (piping).

El problema del levantamiento del fondo en la excavación del ejemplo de la Figura 2.7.3-3 se centra en el equilibrio del elemento de suelo achurado.

La tensión efectiva en la base del elemento, $\overline{\sigma_v}$, se expresa como:

$$\overline{\sigma_v} = \gamma_b(\Delta L) - \frac{f_f}{A_b} \tag{2-192}$$

$$f_f = i \cdot \gamma_w \cdot A_b \cdot (\Delta L) \tag{2-193}$$

$$i = \frac{\Delta B}{(\Delta L)} \tag{2-194}$$

Donde:

f_f : Fuerza de filtración

A_b : Área de la base del elemento

i : Gradiente hidráulico en el elemento

ΔB : Caída de potencial ($\Delta\phi$) o si se quiere de Bernoulli (ΔB) a lo largo de ΔL, para el caso del ejemplo de la Figura 2.7.3-1 se define como $h/7$.

Remplazando se obtiene $\overline{\sigma_v} = \Delta L(\gamma_b - i \cdot \gamma_w)$ por lo que aguas abajo del segmento enterrado de la pantalla la tensión efectiva vertical se define con un peso unitario boyante equivalente $(\gamma_b)_{eq} = \gamma_b - i \cdot \gamma_w$. Así entonces la condición de ebullición se genera cuando $\overline{\sigma_v} = 0$, o sea cuando $(\gamma_b)_{eq} = 0$, lo que implica que el gradiente alcanza su valor crítico igual a $i_c = \gamma_b / \gamma_w$.

En el ejemplo de la Figura 2.7.3-3 es importante mantener acotado el gradiente del elemento achurado con el fin de contar con tensiones $\overline{\sigma_v}$ que garanticen una resistencia pasiva razonable aguas abajo de la zona enterrada de la pantalla. Ello es más relevante si se cuenta con un sólo punto de arriostre para dicha pantalla.

El factor de seguridad respecto al problema de levantamiento de fondo se acostumbra a definir con la clásica relación:

$$F = \frac{\gamma_b}{i \cdot \gamma_w} \qquad (2\text{-}195)$$

O bien adecuándose a la resistencia pasiva que requiera la zona enterrada de la pantalla.

Para la definición habitual del factor de seguridad se utilizarán los factores mínimos siguientes:

Tabla 2.7.3-2: Coeficientes de seguridad mínimos frente al levantamiento de fondo

Tipo de Combinación de Acciones	**Coeficiente *F***
Cuasi-Permanentes, F1	1,5
Fundamentales, F2	1,3
Accidentales o Sísmicas, F3	1,1
NOTAS: ISA: Índice de Repercusión Social y Ambiental, definido en la Recomendación de Obras Marítimas Españolas. Valor bajo, de 5 a 19.	

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Se advierte de la peligrosidad de aquellos casos en los que exista una zona menos permeable bajo el fondo de la excavación. En el contacto inferior del estrato impermeable pueden generarse presiones de agua mucho mayores que las correspondientes al caso homogéneo. En esos casos el mencionado gradiente puede llegar a ser:

$$i = \frac{h}{d_v} \tag{2-196}$$

Donde:

h : Pérdida de carga total

d_v : Distancia en vertical del fondo de la excavación al fondo del estrato menos permeable atravesado por la pantalla

2.7.3.6 DEPRESIÓN DEL NIVEL FREÁTICO CON POZOS (ROM 3.4.7)

Para proyectar depresiones del nivel freático mediante pozos es relativamente frecuente utilizar expresiones analíticas que permiten estimar el descenso del nivel freático original causado por un bombeo permanente; son:

$$\Delta = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot h_p} \ln\left(\frac{R_i}{D}\right) \quad \text{(Flujo Confinado)} \tag{2-197}$$

$$\Delta = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot H^*} \ln\left(\frac{R_i}{D}\right) \quad \text{(Flujo Libre)} \tag{2-198}$$

Donde:

Δ : Descenso del nivel freático en un punto exterior al pozo

Q : Caudal bombeado en régimen permanente

k_p : Permeabilidad del terreno

h_p : Espesor de la zona permeable (casos de flujo confinado)

H^* : $H_f - 1/2\ \Delta$

H_f : Altura del nivel freático original sobre el fondo impermeable (caso de acuífero libre)

D : Distancia del punto en cuestión al eje del pozo

R_i : Radio de influencia o distancia del eje del pozo hasta el contorno vertical donde no se produce descenso del nivel freático

Como R es difícil de estimar, se suele recurrir a la expresión empírica:

$$R = 300 \cdot \Delta_m \sqrt{k} \text{ (en m)} \qquad (2\text{-}199)$$

Donde:

Δ_m : Depresión máxima del nivel freático, m

k : Coeficiente de permeabilidad, cm/s

El descenso que produce un grupo de varios pozos en un determinado punto se puede estimar con la expresión:

$$\Delta = \Delta 1 + \Delta 2 + \ldots + \Delta n \text{ (flujo confinado) ó}$$
$$\Delta^2 = (\Delta_1)^2 + (\Delta_2)^2 + \ldots + (\Delta_n)^2 \text{ (acuífero libre)} \qquad (2\text{-}200)$$

Donde:

Δ : Depresión del nivel freático creado por un grupo de n pozos cuando de cada uno de ellos se extrae, en régimen permanente, un caudal Q.

Δi : Depresión del nivel freático en ese punto originado por el pozo i cuando únicamente de él se bombea con un caudal permanente igual a Q.

Se advierte de las posibles inexactitudes de esta expresión y de la necesidad de hacer determinaciones más precisas, con los ensayos de campo que sean necesarios, cuando se requiera una estimación segura de alguno de los aspectos del agotamiento, en especial del coeficiente de permeabilidad.

2.7.3.7 ARRASTRES DE PARTÍCULAS Y EROSIONES INTERNAS (ROM 3.4.8)

El flujo de agua a través del terreno natural o de los rellenos de tierras artificiales puede provocar arrastre de partículas. Como consecuencia, el terreno (o el relleno) sufre una erosión interna, cambia su estructura y puede llegar a colapsar, ocasionando la ruina de la parte de obra correspondiente. Este problema se denomina, también, como "sifonamiento" pues, en muchas ocasiones, la erosión se localiza a lo largo de ciertas vías de filtración preferente (tubos) que pueden incluso actuar como sifones.

El problema debe tratarse como un modo de fallo particular que conduce a un Estado Límite Último, ELU, de tipo hidráulico, HYD.

En este acápite no se indica ningún procedimiento de cálculo del proceso de erosión interna. Únicamente se indican una serie de medidas preventivas para evitarlo.

El problema puede ocurrir en cualquier terreno, pero es especialmente importante en los materiales de relleno artificial que haya de soportar circulación de agua a través de los poros intergranulares de su esqueleto sólido.

Para prevenir arrastres de finos y las consiguientes erosiones internas se deben colocar los debidos filtros protectores, bien de productos artificiales (geotextiles), bien de suelos granulares.

La primera cualidad de los suelos para poder ser utilizados como filtros es su uniformidad. Los suelos poco uniformes sometidos a un flujo de agua pueden segregarse de manera que las partículas finas sean arrastradas por el agua a través de los huecos de las partículas de mayor tamaño[1]. Salvo que se disponga de ensayos de laboratorio

---

[1] La condición de segregabilidad citada puede expresarse de manera matemática mediante la ecuación siguiente:

$$p_{crítico} = \frac{15}{\log_{10} n_c} \cong 20$$

Donde:

$p_{crítico}$: Valor crítico de la pendiente en la curva granulométrica.

n_c : Valor crítico del cociente $D15/d85$ para el que se cumple estrictamente la condición de filtro. Normalmente se supone $n = 5$.

La pendiente de la curva granulométrica en una zona entre dos tamices puede calcularse con la expresión:

$$p = \frac{p_2 - p_1}{\log D_2 / D_1}$$

donde $p1$, $p2$ son los porcentajes, en tanto por ciento, que pasan por los tamices de tamaño de malla $D1$ y $D2$ correspondientes.

específicos se consideran segregables aquellos suelos cuyo coeficiente de uniformidad sea superior a 20.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 20 \qquad (2\text{-}201)$$

Los suelos granulares (exentos de cohesión) cuyo coeficiente de uniformidad sea menor que el indicado pueden usarse como filtros de otros suelos granulares siempre que se cumpla:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \qquad (2\text{-}202)$$

Donde:

D_{15} : Tamaño correspondiente del filtro.

d_{85} : Tamaño correspondiente del suelo que se protege.

Si el contenido en finos del suelo a proteger es superior al 10% el tamaño del filtro correspondiente será:

$$0{,}3 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0{,}5 \text{ mm} \qquad (2\text{-}203)$$

Sólo en casos singulares de protección contra el arrastre de suelos especialmente dispersivos (que se dispersan en partículas muy finas) se justificará disponer de filtros

Cuando la pendiente de la curva granulométrica en alguna parte es menor que la indicada como crítica, el suelo debe considerarse especialmente proclive a la erosión interna. La fracción fina correspondiente podría moverse a través de la fracción gruesa. Serían suelos cuya estructura podría ser segregada por el paso del agua.

más finos. En cualquier caso no se recomienda utilizar filtros cuyo D_{15} < 0,20 mm, ya que son difíciles de obtener sin que presenten cohesión.

Para evitar el arrastre puede ser necesario colocar más de un filtro en serie hasta que el tamaño medio del grano del último filtro sea estable con la velocidad estimada del agua. Esa estabilidad, ya en la cara externa del material más grueso, se puede aumentar disponiendo un elemento soporte adecuado (rejillas metálicas, geosintéticos, etc.).

2.7.3.8 ARRASTRES, SOCAVACIONES Y OTRAS EROSIONES EXTERNAS (ROM 3.4.9)

El problema de la erosión externa del terreno natural o de los rellenos por el movimiento del agua en su superficie es uno de los problemas más investigados en el contexto de la ingeniería marítima y portuaria, al ser muy crítico para la estabilidad en tales clases de obras. Las socavaciones que pueden producirse en la fundación de las obras de atraque o abrigo, así como los arrastres en los mantos de los diques en talud y en las camas de enrocado de los diques verticales son ejemplos relevantes.

La erosión se produce cuando la velocidad del movimiento del agua, cerca de la superficie del suelo, supera cierto umbral que está fijado por la resistencia del suelo a la erosión externa.

El problema debe tratarse como un modo de fallo particular que conduce a un Estado Límite Último, ELU, de tipo Geotécnico, GEO (ver sección 3.3.1 de las ROM, Cap. 3).

El cálculo del perfil de velocidades del agua en cada caso es un problema hidrodinámico cuya consideración se sale del alcance de este acápite.

La resistencia de los suelos a la erosión puede estudiarse de varias formas. En buen número de situaciones esa resistencia se expresa en términos de velocidad crítica. Esa velocidad representaría el valor a partir del cual se iniciaría el proceso erosivo.

La determinación de las velocidades que provocan erosión en distintos tipos de suelos ha sido investigada por muchos autores, principalmente mediante ensayos en modelos de laboratorio.

Las rocas pueden soportar velocidades altas (> 6 m/s) sin que se inicie el proceso de rotura. Los hormigones de calidad adecuada pueden soportar sin problemas velocidades de ese mismo porte. Pero los suelos cohesivos apenas si admiten velocidades del orden de 1 a 3 m/s si son firmes.

Los suelos granulares y las escolleras basan su capacidad resistente a la erosión en el peso propio y por eso suele usarse como parámetro resistente representativo de la erosión el tamaño medio o el peso específico. Las fórmulas más usuales que permiten conocer la velocidad crítica son del siguiente tipo:

$$v_{crítico} = \left[A^* \cdot g \cdot (G_e - 1) \cdot D_{50}\right]^{1/2} \qquad (2\text{-}204)$$

Donde:

$v_{crítico}$: Velocidad crítica que inicia el proceso erosivo, m/s

A^* : Parámetro adimensional que depende del tipo de movimiento del agua y de la forma de los granos.

g : Aceleración de la gravedad, m/s^2

G_e : Peso específico de las partículas del suelo, referido al peso unitario del agua (adimensional).

D_{50} : Diámetro del tamiz que deja pasar el 50% del peso del suelo, m

Para conocer valores del parámetro A^* conviene consultar la bibliografía técnica. Aquí sólo se adelanta que su valor suele estar comprendido entre 0,5 y 1.

Cuando se desencadena el proceso erosivo, el suelo es transportado por el agua como carga de fondo. Las partículas ruedan o deslizan permaneciendo en contacto permanente junto con otras partículas que pueden desligarse de la masa móvil.

Cuando la erosión se produce en el entorno de un obstáculo que provoca una ampliación local de la velocidad del movimiento, se puede producir una socavación puntual de profundidad importante, hasta producirse la situación en la que el propio cambio geométrico provocado por la erosión reduzca las velocidades y atenúe el proceso erosivo.

El cálculo de las profundidades de erosión es posible pero los resultados no son fiables. Generalmente cuando el problema puede ser crítico se recurre a disponer una protección que evite que el proceso se inicie. En todo caso, el problema de la definición de la profundidad de erosión depende, claramente, del tipo de obra y será en los capítulos específicos de esta guía donde puedan verse más detalles sobre este problema.

2.7.3.9 CONSOLIDACIÓN DE MASAS DE SUELO (ROM 3.4.10)

2.7.3.9.1 FORMULACIÓN BÁSICA (ROM 3.4.10.1)

Los suelos con un contenido apreciable de finos suelen tener una permeabilidad suficientemente pequeña como para que el movimiento del agua causado por cualquier desequilibrio tarde un tiempo considerable en alcanzar un régimen estacionario de filtración o el régimen hidrostático correspondiente. Esta demora puede ser causa de problemas geotécnicos ya que retrasa el crecimiento de la resistencia al corte, que puede ser necesaria para otros fines, y produce asentamientos diferidos a largo plazo.

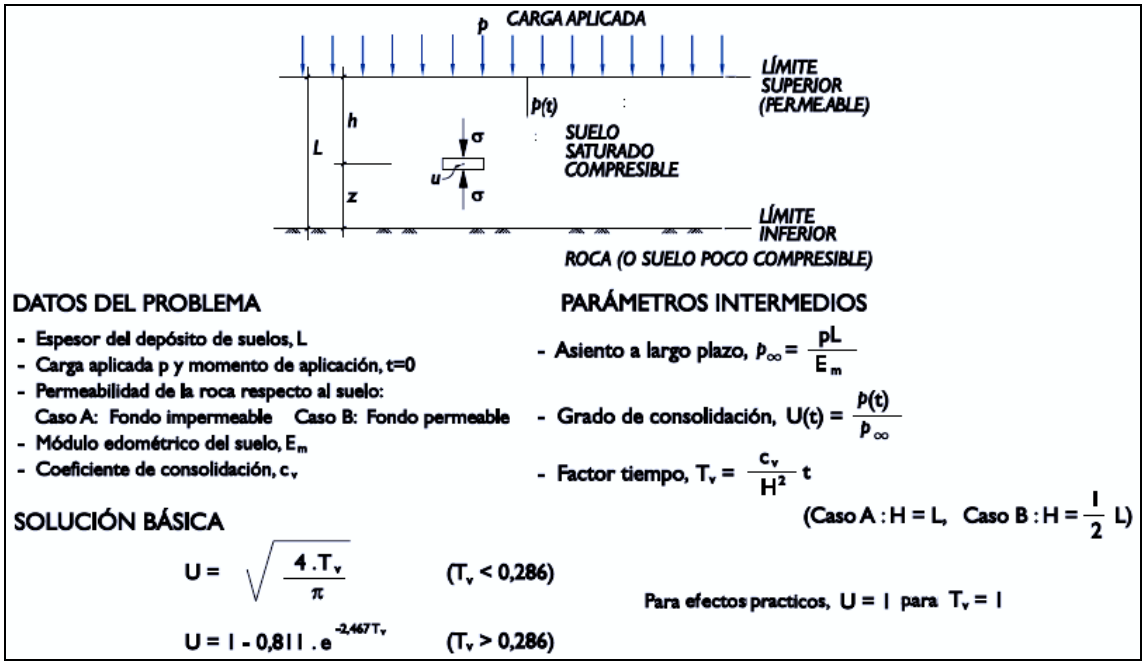
De naturaleza similar es el problema que pueden causar las depresiones del nivel freático, ya que la modificación del nivel del agua en el terreno puede ser causa de asentamientos que a su vez pueden afectar a estructuras de su entorno. La zona de suelo afectada por la depresión incrementa su peso unitario desde el inicial boyante al peso unitario total.

Estos problemas suelen analizarse mediante un modelo de comportamiento simplificado que implica la validez de la ley de Darcy, el principio de la presión efectiva de Terzaghi ($\bar{\sigma} = \sigma - u$), así como la validez de una relación lineal entre tensiones y deformaciones.

Con esas hipótesis es posible resolver una serie de situaciones con expresiones semi analíticas publicadas en la literatura técnica y de las que aquí se apuntan sólo las ideas principales.

El problema genérico estriba en conocer, en un tiempo *t* cualquiera, el estado de presiones intersticiales dentro del terreno, así como el asentamiento de la superficie. Serían conocidas la geometría del depósito de suelos y sus características geotécnicas, así como la acción externa causante del proceso de consolidación. En la Figura 2.7.3-4 se indica una solución analítica aproximada de la teoría de la consolidación unidimensional. También puede usarse la solución semi analítica que suele figurar en los textos elementales de mecánica del suelo, con ayuda de tablas y gráficos.

Figura 2.7.3-4: Esquema del problema de consolidación unidimensional



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

2.7.3.9.2 LOS EXCESOS DE PRESIÓN INTERSTICIAL (ROM 3.4.10.2)

Al comienzo de la consolidación el hecho de haber provocado una perturbación, equivalente a una carga p sobre el límite superior del suelo blando en estudio, hace que la presión intersticial aumente en todos los puntos una misma cantidad.

$$(\Delta u)_{t=0} = p \qquad (2\text{-}205)$$

A medida que pasa el tiempo, ese incremento de presión va desapareciendo, más rápido cerca de los bordes que sean drenantes y más lentamente en el centro del estrato (si está drenado por ambas caras) o en el borde inferior (si éste resulta impermeable).

La máxima presión intersticial, dentro del estrato blando, pasado cierto tiempo se puede aproximar mediante la expresión:

$$\Delta u_{máx} = 1{,}5\ p\ (1 - U) \qquad U > 0{,}4 \tag{2-206}$$

Donde:

p : Carga aplicada en el borde superior

U : Grado de consolidación promedio en tanto por uno

Con esa expresión aproximada puede verse que, cuando ya se lleva el 50% de la consolidación promedio (U = 0,5), el exceso máximo de presión puede ser tan alto como el 75% del exceso inicial. Esta forma de disiparse las presiones hace que la resistencia de un estrato (controlado por su zona más débil) crezca a menos ritmo que el indicado por el grado de consolidación promedio, *U*.

El tiempo necesario para alcanzar el 50% de la consolidación (esto es, para que el asentamiento sea ya la mitad del esperado a largo plazo) es:

$$t = T_v \cdot \frac{H_d^{\,2}}{C_v} \qquad con \qquad T_v = \frac{\pi}{4} \cdot U^2 \tag{2-207}$$

Donde:

Hd : Distancia más larga hasta el drenaje

Cv : Coeficiente de consolidación del suelo

Tv : Factor de tiempo con la expresión indicada válida para Tv < 0,286

De esa expresión se deduce que la distancia hasta el drenaje es el elemento geométrico clave que controla la velocidad del proceso de consolidación. La introducción artificial de drenes de arena o de mechas drenadas, que permiten el flujo horizontal, o la existencia natural o artificial de lechos de arena más permeables, reduce considerablemente el valor de *H* (la solución en esos casos es distinta pero similar a la indicada, ya que viene controlada por el mismo factor tiempo) y, por lo tanto, acelera notablemente la consolidación.

La solución de la teoría de la consolidación con geometrías más complejas (incluyendo flujo horizontal o problemas tridimensionales o leyes de tensión-deformación no lineales, etc.) ha de buscarse en textos especializados y puede requerir el uso de programas de computador adecuados.

En el acápite 2.7.8.2.4 se considera el caso particular de consolidación con ayuda de drenes artificiales verticales.

2.7.3.9.3 SUBSIDENCIA CREADA POR LAS DEPRESIONES DE LA NAPA (ROM 3.4.10.3)

La depresión del nivel freático hace que las capas de suelo situadas por debajo del nivel freático original aumenten su presión efectiva en la cantidad:

$$p = \Delta \cdot [\gamma_w - (\gamma_{sat} - \gamma)] \qquad (2\text{-}208)$$

Donde:

Δ : Descenso del nivel freático.

γ_{sat} : Peso unitario saturado del terreno en la zona de oscilación del nivel freático.

γ : Peso unitario total del terreno en la zona de oscilación del nivel freático después del descenso.

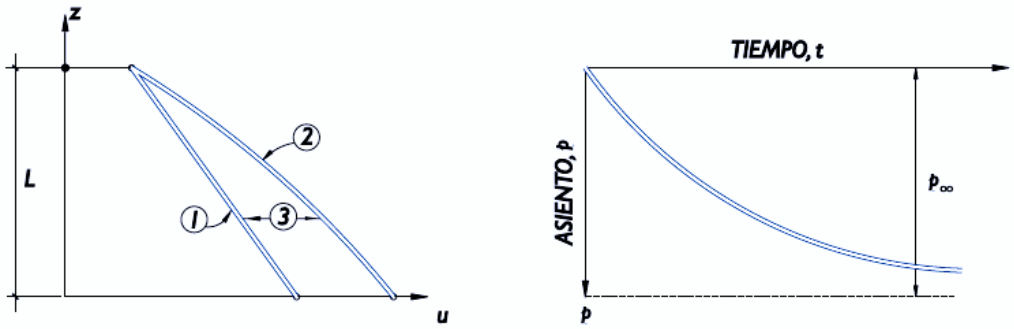
γ_w : Peso unitario del agua.

Esa carga *p* hace que los suelos situados por debajo del nivel freático se compriman y, si la permeabilidad es pequeña y el módulo de deformación también lo es, pueden resultar plazos de asentamiento largos.

Independientemente de que la causa del asentamiento sea la depresión del nivel freático o la colocación de una carga, el proceso de consolidación del estrato inferior afectado queda controlado por las mismas condiciones y, por lo tanto, puede aplicarse las mismas soluciones.

Se hace la advertencia de que en este caso de la depresión del nivel freático, si se aplica la solución descrita en la Figura 2.7.3-4 y en la Figura 2.7.3-5, ha de considerarse que la ley hidrostática de referencia debe ser la correspondiente al nivel freático ya rebajado.

Figura 2.7.3-5: Esquema del problema de consolidación unidimensional (continuación)



LEY DE PRESIONES INTERSTICIALES

LEY DE ASIENTOS

1 Ley hidrostática de referencia
2 Ley correspondiente a un instante
3 Exceso de presión intersticial, Δu

LEY DE PRESIONES INTERSTICIALES

Caso A: $\Delta u = 1{,}5\ p\ (1 - U)\ (1 - (\frac{z}{L})^2)$ $U > 40\ \%$

Caso B: $\Delta u = 1{,}5\ p\ (1 - U)\ (1 - (\frac{2z - L}{L})^2)$ $U > 40\ \%$

EVOLUCIÓN DEL ASIENTO DE LA SUPERFICIE

$$\rho = \rho_\infty \cdot U$$

Nota: En estas expresiones U es el grado de consolidación medio, que depende del tiempo según se indica en la Figura 2.7.3-4.

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Los asentamientos provocados por las depresiones de la napa se pueden estimar con las mismas expresiones que los correspondientes a la consolidación bajo una carga *p*. Sobre estos asentamientos se hacen, a continuación, algunas observaciones.

2.7.3.9.4 LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN (ROM 3.4.10.4)

El acortamiento que se produce en un estrato de espesor L a largo plazo y debido al aumento de la presión p sobre su superficie superior es:

$$\rho(t_c) = \rho_\infty = \frac{p \cdot L}{E_m} \qquad (2\text{-}209)$$

Donde:

t_c : Tiempo para alcanzar el 100% de la consolidación

El módulo edométrico, E_m, debe obtenerse de ensayos de campo o de laboratorio (ensayos edométricos) para el mismo rango de presiones que existan en la realidad, esto es, entre $p_{inicial}$ y ($p_{inicial}$ + p)

Donde:

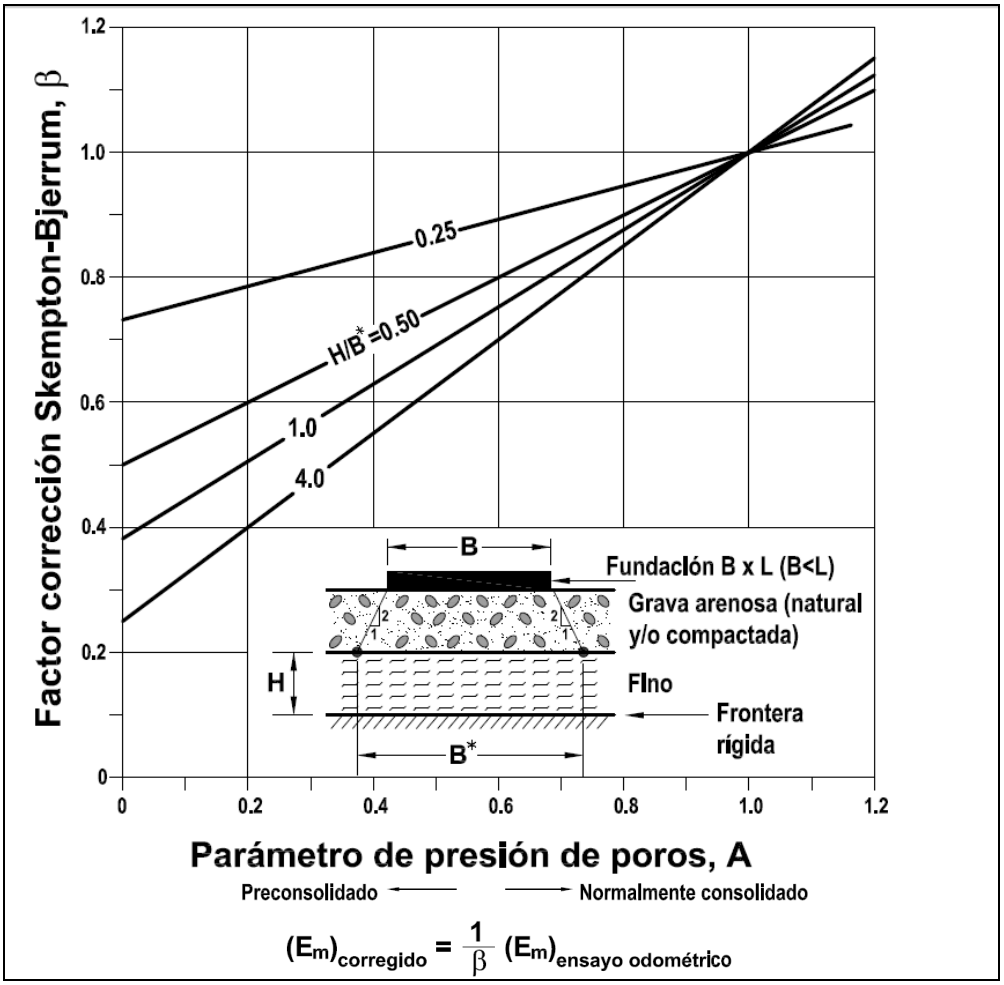
$p_{inicial}$: Tensión vertical efectiva antes de colocar la carga p

Como quiera que la tensión vertical efectiva es variable con la profundidad, se puede optar por tomar como valor medio representativo el correspondiente al punto central del estrato o dividir éste en varios subestratos y aplicar ese criterio, después, en cada tramo.

El módulo de deformación edométrico E_{dm}, requiere correcciones, una de las cuales tiene que ver con la eliminación de la deformación instantánea que experimenta la muestra al aplicarle cada incremento de carga y la eliminación de la deformación por consolidación secundaria (creep). Esta última se produce ya que cada incremento de carga se mantiene normalmente por 24 horas (ocasionalmente por más), siendo el tiempo al cabo del cual la muestra alcanza a consolidarse 100% normalmente es menor a 24 horas. El factor de corrección se traduce en incrementar 1,5 a 2,2 veces el módulo E_m.

El otro factor de corrección corresponde al formulado en la Figura 2.7.3-6 el cual depende del parámetro de presión de poros del suelo, A (o si se quiere de la Razón de Pre Consolidación, RPC, del suelo o denominada también con la sigla inglesa OCR) y de la razón entre el ancho del área cargada y el espesor, H, del suelo compresible. Normalmente este factor se traduce en multiplicar por 1,4 el módulo E_m.

Figura 2.7.3-6: Corrección Skempton-Bjerrum aplicada al cálculo de asentamiento por consolidación unidimensional



Fuente: Archivos Propios

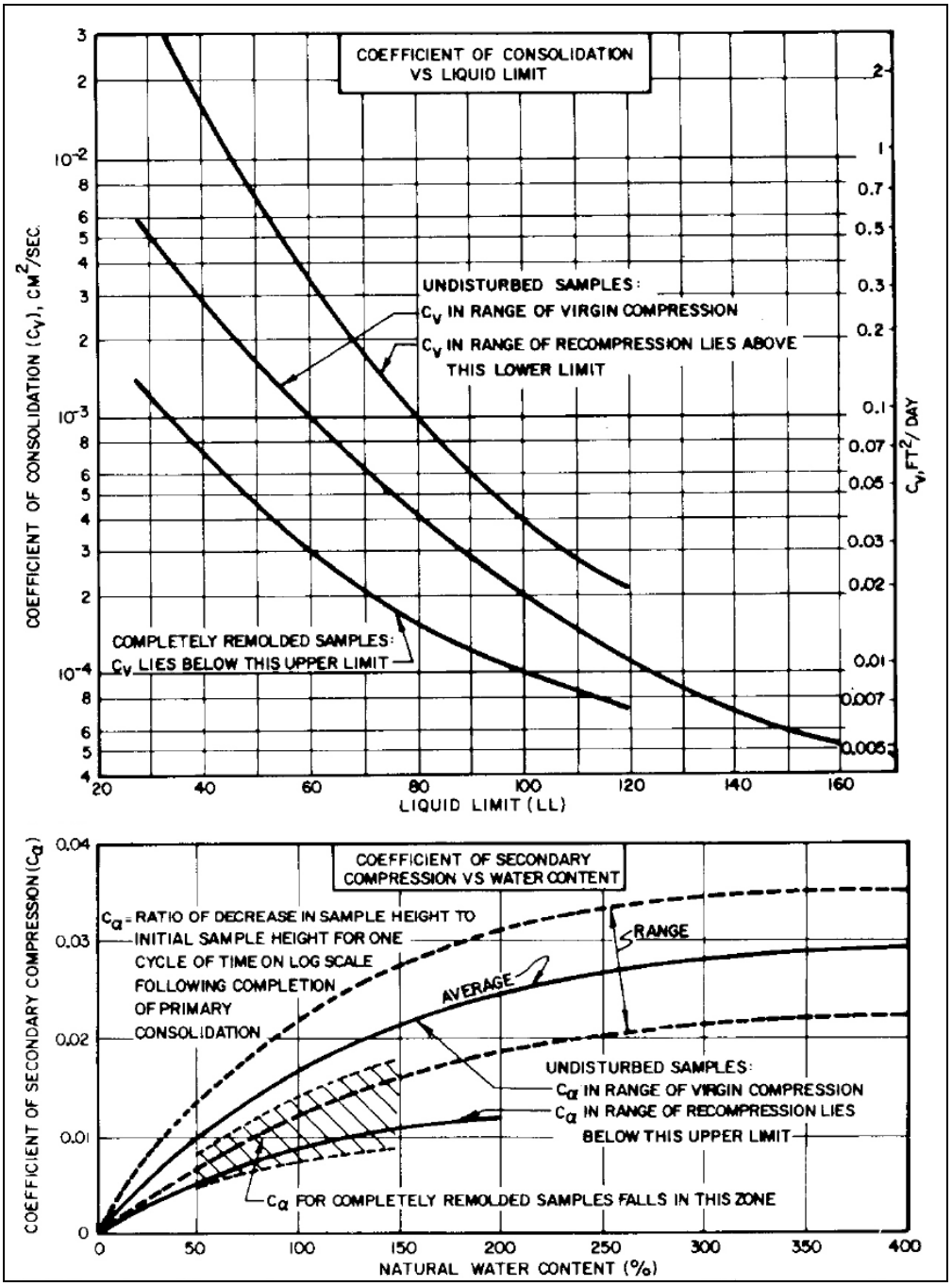
La solución sencilla antes apuntada es válida para suelos homogéneos en los que el coeficiente de consolidación, C_v, es único.

$$C_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w} \qquad (2\text{-}210)$$

La presión vertical inicial será distinta en cada profundidad y, por lo tanto, el módulo edométrico también variará con la profundidad. A pesar de ello, es aceptable suponer que C_v es constante. La variación de Em puede estar compensada con otra análoga y de sentido contrario de la permeabilidad, k, y seguir manteniendo la hipótesis de constancia del coeficiente de consolidación (de hecho, es esperable también que los suelos aumenten su módulo y disminuyan su permeabilidad a medida que avanza el proceso de consolidación).

Distinto es el caso cuando el suelo trabaja en recarga, es decir cuando $p_{inicial}$ y $p_{inicial} + p$ sean menores a la tensión de preconsolidación del suelo. En este caso se dice que el suelo trabaja en la zona preconsolidada o de recarga, lo que se traduce en un aumento de C_v, ya que en esta zona el módulo E_m aumenta así como también k. En la Figura 2.7.3-7 se entregan valores del coeficiente de consolidación, C_v, en función del límite líquido del suelo distinguiéndose la curva de la zona preconsolidada de la curva para la zona normalmente consolidada.

Figura 2.7.3-7: Correlación aproximada para el coeficiente de consolidación y el coeficiente de compresión secundaria en suelos finos



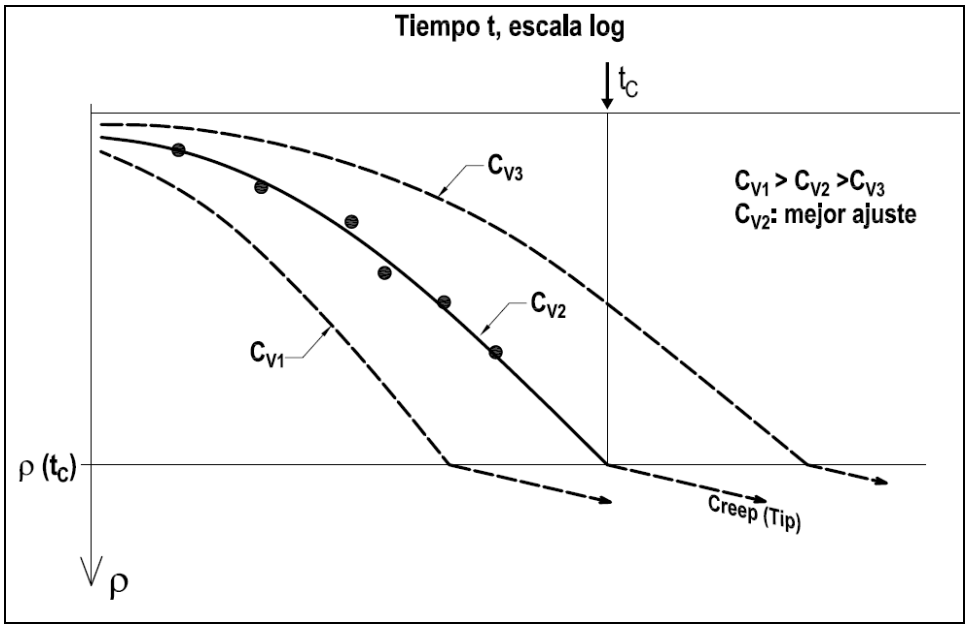
Fuente: Naval Facilities Engineering Command: Solid Mechanics (Navdocks dm-7)

Con estas teorías sencillas o simplificadas y con buenos datos de laboratorio, es difícil reducir a menos del 30% el rango del posible error en los cálculos del asentamiento. La estimación de tiempos de consolidación es menos precisa. Aún con buenos ensayos de laboratorio, si no existen experiencias previas similares, no será fácil estimar tiempos. Los tiempos de consolidación reales pueden ser, en situaciones bien analizadas, entre la mitad y el doble del estimado. Las predicciones de los cálculos de consolidación deben ser contrastadas, siempre que este aspecto resulte de trascendencia en la obra, con la observación posterior o incluso con pruebas de carga específicas.

La observación de la evolución de los asentamientos en superficie no permite conocer con certeza el grado de consolidación alcanzado ni, por lo tanto, el asentamiento total que puede producirse, salvo que se espere mucho tiempo y se pueda observar una tendencia clara hacia la estabilización del proceso. Esto ocurre con grados de consolidación altos, del orden del 80%.

Si se cuenta con mediciones parciales del asentamiento en superficie, ρ, en función del tiempo y si se determina el asentamiento $\rho(t_c)$ al término del proceso de consolidación, es posible obtener el coeficiente de consolidación, C_v, que mejor se ajuste a las mediciones (ver Figura 2.7.3-8).

Figura 2.7.3-8: Ajuste del coeficiente de consolidación con mediciones de asentamientos



Fuente: Archivos Propios

Con objeto de interpretar antes y mejor los procesos de consolidación, será preciso obtener más información. La auscultación y el seguimiento de la evolución de las presiones intersticiales a distintas profundidades es una práctica recomendable a estos efectos.

En la sección 2.7.8.2.5 se indican recomendaciones adicionales sobre la observación e interpretación de los datos obtenidos en procesos de consolidación instrumentados.

2.7.3.10 PRESIONES INTERSTICIALES GENERADAS POR EL OLEAJE Y OTRAS OSCILACIONES DEL NIVEL DEL MAR (ROM 3.4.11)

La acción del oleaje y de otras oscilaciones del nivel del mar, bien directamente o bien transmitida al terreno de fundación, a través de la estructura resistente, genera en el suelo, o en los rellenos, modificaciones en las presiones totales y en las presiones intersticiales y, en consecuencia, en los movimientos de parte del agua que lo satura.

El conocimiento de estas modificaciones es de particular importancia para la verificación de la estabilidad de muchas estructuras portuarias (diques en talud, camas de enrocado de fundación, etc.). Estudios teóricos y experimentales indican que el oleaje durante un temporal puede producir, en algunos suelos especialmente susceptibles (por ejemplo arenas finas en situación no drenada), aumentos importantes de las presiones intersticiales que lleven a la licuefacción, al sifonamiento o al deslizamiento del terreno. Es conveniente que, en estos casos, el ingeniero tome especial cuidado en evitar que estos efectos se puedan producir.

La solución de este tipo de problemas es complicada, dependiendo de la naturaleza y el comportamiento del suelo frente a la acción dinámica del oleaje y demás oscilaciones del mar, y generalmente requerirá el uso de modelos analíticos o numéricos complejos, cuya consideración se sale del alcance de este acápite. No obstante, para algunos casos concretos (problemas desacoplados), son admisibles soluciones aproximadas, algunas de las cuales se describen en esta guía.

2.7.3.10.1 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES INTERSTICIALES EN FONDOS MARINOS (ROM 3.4.11.1)

2.7.3.10.1.1 SOLUCIÓN ANALÍTICA SIMPLIFICADA. FLUJO Y DEFORMACIÓN DESACOPLADOS

Existen soluciones sencillas, analíticas, al problema de flujo en el medio poroso cuando éste se puede desacoplar de la deformación del suelo y también cuando el caudal de agua que entra y sale del suelo es pequeño. En esas situaciones sencillas se puede suponer que la condición de contorno en la superficie del fondo marino es la correspondiente a terreno rígido e impermeable.

Esta aproximación puede considerarse suficientemente válida para los dos supuestos alternativos siguientes:

a) El terreno se comporta como impermeable, el agua es incompresible y, como consecuencia, no se producen cambios de volumen en el interior del terreno. Este supuesto es el que normalmente se describe en geotecnia como “situación sin drenaje”.

b) El terreno es permeable pero indeformable, de manera que tampoco se producen cambios de volumen al moverse el agua, aunque cambien las presiones efectivas.

En cualquiera de estas dos hipótesis extremas puede considerarse que la presión que ejerce el agua sobre el fondo marino es la que se indica en la Figura 2.7.3-9. Es decir, considerando la teoría lineal de ondas y oleaje progresivo, el incremento de la presión sobre el fondo en un emplazamiento determinado puede tomarse como:

$$\Delta u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \frac{1}{\cosh(2 \cdot \pi \cdot h_e / L)} \cos(K_\pi \cdot x - \omega \cdot t) \qquad (2\text{-}211)$$

Donde:

H : Altura de ola

L : Longitud de onda (fondo impermeable)

T : Periodo de la ola

h_e : Profundidad en el emplazamiento

K_π : Número de onda $2\pi/L$

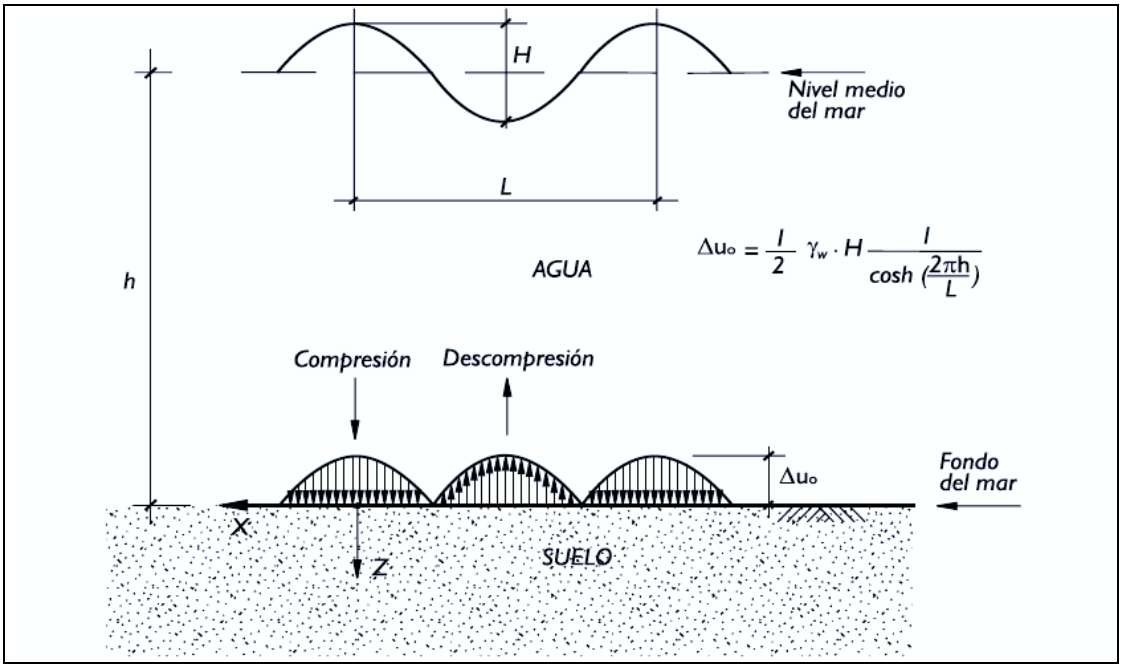
ω : Frecuencia angular $2\pi/T$

γ_w : Peso unitario del agua

x : Abscisa del punto en cuestión, medido desde la vertical de una cresta de la ola

t : Tiempo

Figura 2.7.3-9: Incremento de la presión sobre el fondo debido al oleaje por un tren de ondas progresivo en profundidades indefinidas (terreno rígido e impermeable)



Fuente: Recomendaciones Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Con esta consideración, la solución aproximada en tensiones totales, neutras y, en consecuencia, también en efectivas, es independiente de las características mecánicas del suelo y del agua. Esa solución es la que se describe a continuación.

Si se desprecian las aceleraciones, la solución del problema mecánico tiene expresión analítica en presiones totales. Esa solución, para un fondo marino de profundidad indefinida, es la siguiente:

$$\Delta\sigma_x = \Delta u_o \cdot (1 - Kz) \cdot e^{Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t)$$
$$\Delta\sigma_z = \Delta u_o \cdot (1 + Kz) \cdot e^{Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \qquad \text{(2-212)}$$
$$\Delta\tau_{xx} = \Delta u_o \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \cdot sen(Kx + \omega t)$$

El círculo de Mohr correspondiente al incremento de presiones totales inducidas por este oleaje tiene como centro y radio (presión media P_P y desviador q) los valores siguientes:

$$P = \Delta u_o \cdot e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t)$$
$$q = \Delta u_o \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \qquad \text{(2-213)}$$

Como puede verse, el tamaño del círculo de Mohr es independiente del tiempo y de la abscisa del centro del círculo, sólo depende de la profundidad. Además, alcanza un máximo para Kz = 1 cuyo valor es $q_{max} = \Delta u_0/e$, siendo e la base de los logaritmos naturales (e = 2,718).

2.7.3.10.1.2 PRESIONES INTERSTICIALES EN PROFUNDIDAD CONSIDERANDO LECHOS HOMOGÉNEOS DE GRAN ESPESOR

La solución precedente en presiones totales es independiente de las características del terreno, basta con que sea homogéneo e isótropo, que se cumpla una de las dos condiciones a) o b) antes indicadas y que las aceleraciones sean despreciables para que las fórmulas indicadas sean válidas.

En la solución de interés que corresponde a la condición de no drenaje (volumen del esqueleto del suelo constante) se cumple:

$$\Delta u = p = \Delta u_o \cdot e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \qquad \text{(2-214)}$$

Los cambios de tensiones efectivas inducidas por el oleaje serían:

$$\Delta\sigma'_x = -\Delta u_o \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t)$$

$$\Delta\sigma'_z = \Delta u_o \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \qquad \text{(2-215)}$$

$$\Delta\tau_{xz} = \Delta u_o \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \cdot sen(Kx + \omega t)$$

Como puede verse, el círculo de Mohr, correspondiente a esta variación de presiones efectivas, está siempre centrado en el origen y su radio cambia exclusivamente con la profundidad.

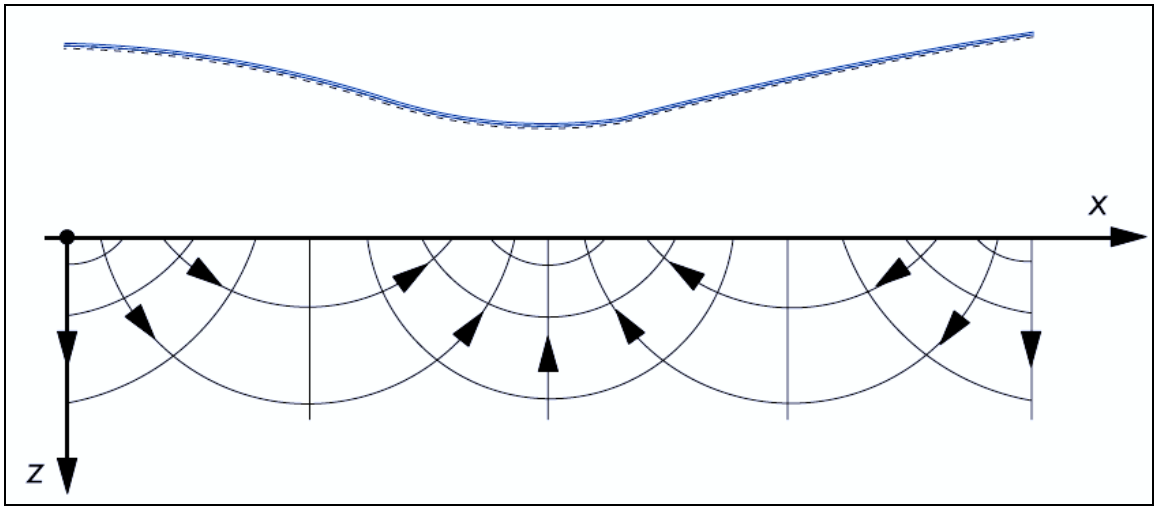
En la superficie del terreno (z = 0) la presión efectiva vertical y la tensión de corte son nulas. Los gradientes de sus crecimientos en profundidad son ($\partial q/\partial z$) = $K \cdot \Delta u_0$, para la tensión de corte inducida bajo el seno de la ola, y γ' para la presión vertical efectiva. De aquí se deduce que el valor τ / σ_v máximo que puede inducir el oleaje es:

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} \leq \frac{K \cdot \Delta u_o}{\gamma'} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \Delta u_o}{L \cdot \gamma'} \qquad \text{(2-216)}$$

Esta solución analítica tiene aplicación cuando se analiza la rotura de fondos arenosos sometidos a cargas cíclicas cuyo criterio de rotura se establece en términos de τ / σ_v'.

La red de filtración que se establece en el terreno tiene la forma que se indica en la Figura 2.7.3-10.

Figura 2.7.3-10: Red de filtración instantánea correspondiente a la acción del oleaje sobre un fondo marino homogéneo e isótropo



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Las ecuaciones de las isóbaras de igual exceso de presión intersticial y las líneas de corriente ortogonales son:

$$e^{-Kz} \cdot \cos(Kx) = \frac{\Delta u}{\Delta u_o} \qquad \text{(isopiezas)} \qquad (2\text{-}217)$$

$$e^{-Kz} \cdot sen(Kx) = \frac{\Delta Q}{k \cdot \Delta u_o \cdot \gamma_w} \qquad \text{(Líneas de corriente)} \qquad (2\text{-}218)$$

Donde:

Δu : Incremento de presión de la isóbara correspondiente

ΔQ : Valor del incremento de caudal correspondiente a las líneas de corriente

El caudal que se mueve en un tramo de longitud igual a la longitud de ola es:

$$Q = \frac{2 \cdot k \cdot \Delta u_o}{\gamma_w} \tag{2-219}$$

Donde:

k : Coeficiente de permeabilidad

El gradiente de la filtración tiene un módulo constante en cada profundidad:

$$I = \frac{2 \cdot \pi \cdot \Delta u_o}{\gamma_w \cdot L} \cdot e^{-Kz} \tag{2-220}$$

Y su dirección da una vuelta completa cada vez que cambia el tiempo una cantidad T.

El gradiente hidráulico de salida del agua que podría provocar el levantamiento de fondo es:

$$I = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \tag{2-221}$$

Donde:

γ' : peso unitario sumergido del suelo

Comparado este gradiente crítico con el máximo gradiente que se obtiene de la expresión anterior (que ocurre para $z = 0$ bajo el seno de la ola), conduce a la condición crítica de levantamiento de fondo.

$$\Delta u_o = \frac{L \cdot \gamma'}{2 \cdot \pi} \tag{2-222}$$

Usando la relación que existe entre Δu_0 y los datos de la ola se obtiene:

$$\frac{\pi \cdot H}{L} \leq \cosh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L}\right) \cdot \frac{\gamma'}{\gamma_w} \qquad (2\text{-}223)$$

Como condición necesaria para evitarlo.

2.7.3.10.1.3 EFECTO DE LA COMPRESIBILIDAD Y PERMEABILIDAD DEL SUELO

La situación real de los fondos marinos no obedece generalmente a las hipótesis simplificadoras que se han mencionado y entonces entran en juego la deformabilidad y la permeabilidad del terreno, así como la capacidad de drenaje del mismo en relación con el periodo de la acción oscilatoria actuante. En estas condiciones más generales, el parámetro adimensional que controla el proceso es:

$$C_{cp} = \frac{C_v \cdot T}{D_c^{\,2}} \qquad (2\text{-}224)$$

Donde

C_{cp} : Parámetro adimensional que controla los efectos de compresibilidad y permeabilidad del suelo.

C_v : Coeficiente de consolidación.

D_c : Dimensión característica.

T_o : Periodo de la oscilación del mar.

La dimensión característica, D, necesaria para obtener el parámetro adimensional, C, es teóricamente la distancia hasta el drenaje del punto en cuestión. Esa distancia podría ser alguna de las siguientes:

- Profundidad del punto en cuestión bajo el fondo del mar.
- Espesor del estrato de suelos si es que éste tiene un límite inferior (roca por ejemplo) y ese límite es impermeable.
- Mitad del espesor de suelos del ítem precedente si el estrato en cuestión está drenado por ambas caras.

Cuando el valor de *C* resulte claramente mayor que la unidad, puede suponerse que la evolución de presiones intersticiales en el fondo se reproduce enteramente y sin desfase dentro del terreno. Esto ocurrirá, generalmente, con oscilaciones de periodo largo o muy largo en terrenos muy permeables y muy rígidos y, por tanto sin problemática geotécnica. En este caso las presiones intersticiales generadas podrán obtenerse estableciendo la correspondiente red de filtración en condiciones de flujo estacionario.

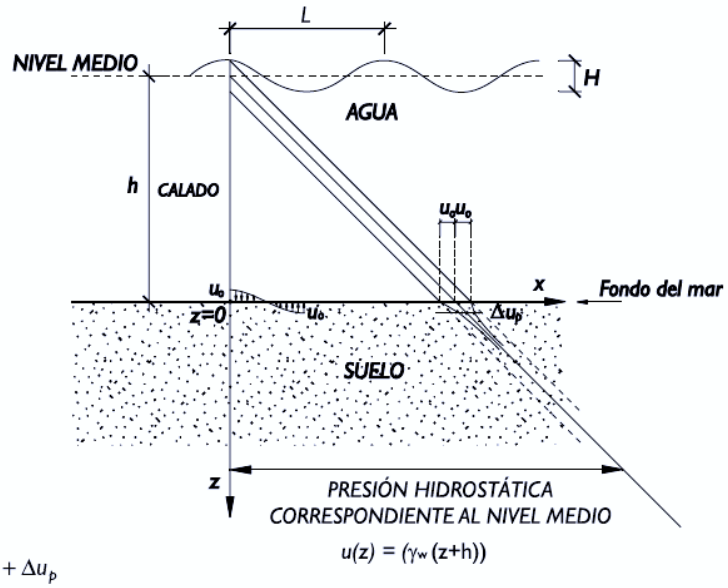
Cuando el valor de *C* resulte del orden de 0,01 o inferior puede suponerse, a efectos prácticos, que el suelo no drena y que las presiones intersticiales generadas son las indicadas en el acápite precedente correspondiente a terreno de permeabilidad nula (situación sin drenaje).

Para situaciones intermedias el problema acoplado de flujo-deformación en el medio poroso, que refleja la situación real, habrá de analizarlo con algún modelo analítico o numérico, o mediante su observación en prototipo mediante técnicas de auscultación. No obstante, dada la complejidad de estos cálculos, puede ser recomendable realizar en estos casos los cálculos geotécnicos en tensiones totales. Esto permite no tener que entrar en la estimación de las leyes de presiones intersticiales.

Una solución simplificada a este problema es la dada por de Rouck (1991), la cual goza de cierta difusión. Se resume en la Figura 2.7.3-11. Con esta formulación puede observarse que las presiones intersticiales dependen de la profundidad relativa (h/L), estabilizándose en el valor de la presión hidrostática correspondiente al nivel medio a partir de una cierta profundidad, función creciente de la permeabilidad, de la compacidad del suelo y del periodo de la oscilación del mar. Por tanto, las variaciones en las presiones intersticiales debidas a las mareas se atenúan muy lentamente con la profundidad en terrenos permeables; atenuándose, por el contrario, más rápidamente en terrenos menos permeables. Por el contrario, las debidas al oleaje se atenúan mucho más rápidamente en todo tipo de terreno, teniendo, por tanto, incidencia en un espesor más limitado del suelo.

De acuerdo con lo señalado en este acápite, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje progresivo (periodo en el rango entre 5 y 20 s) será por lo general, en condiciones no drenadas para suelos saturados granulares finos. Las arenas medias podrán considerarse en condiciones parcialmente drenadas y las arenas gruesas, gravas y escolleras en condiciones totalmente drenadas. Para oscilaciones del mar de mayor periodo (por ejemplo mareas) el comportamiento del suelo será por lo general, en condiciones drenadas para suelos granulares y escolleras y en condiciones no drenadas para suelos cohesivos.

Figura 2.7.3-11: Estimación de la variación en la ley de presiones intersticiales del fondo marino para situación drenada bajo la acción del oleaje u otras oscilaciones del mar (de Rouck, 1991)*



$$u(z) = \gamma_w (z + h) + \Delta u_p$$

$$\Delta u_p(z) = u_0 e^{-Az} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} - Az\right)$$

donde:

Δu_p = desviación de la presión intersticial respecto a la presión hidrostática correspondiente al nivel medio.

u_0 = amplitud de la variación de la presión intersticial en el fondo marino.

$$u_0 = \pm\gamma_w \frac{H}{2}, \text{ para mareas}$$

$$u_0 = \pm\frac{\gamma_w \cdot H}{2\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}, \text{ para oleaje admitiendo la teoría lineal de ondas}$$

γ_w = peso específico del agua.
h = profundidad del fondo respecto al nivel medio del agua.
L = longitud de onda de la oscilación del mar.
T = periodo de la oscilación del mar.

$$A = \left(\frac{\gamma_w \cdot \pi}{k \cdot E_m \cdot T}\right)^{0.5}$$

k = coeficiente de permeabilidad.
E_m = módulo edométrico del suelo.
x = coordenada horizontal.
z = coordenada vertical.
t = tiempo.

* de Rouck, J. 1991. "De Stabilitet Van Stortsteengolfbrekers. Algemeen Glijdingsevenwicht - Een Nieuw Deklaagelement", Hydraulic Laboratory, University of Leuven, Belgium.

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

2.7.4 FUNDACIONES SUPERFICIALES (ROM 3.5)

Se utilizarán como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.4.1 TIPOS DE FUNDACIÓN (ROM 3.5.1)

Las fundaciones superficiales son aquéllas en las que el plano de contacto entre la estructura y el terreno está situado bajo el terreno que la rodea a una profundidad que resulta pequeña cuando se compara con el ancho de la fundación. Cuando la profundidad y el ancho de la fundación son del mismo orden, entonces las fórmulas y procedimientos que aquí se indican pueden ser ya muy conservadores. El conservatismo aplica cuando el suelo competente se desarrolla prácticamente desde el nivel de terreno.

Son superficiales cuando transmiten la carga al suelo por presión bajo su base sin rozamientos laterales de ningún tipo.

Las fundaciones de estructuras de contención con un gran desnivel de tierras, a uno y otro lado de la fundación, también pueden ser analizadas por los procedimientos descritos aquí. Para los cálculos que se especifican en este documento, se tomará como nivel de tierras alrededor de la fundación el más bajo que se considere posible junto a alguno de los lados de la fundación.

Las fundaciones semiprofundas, cuya profundidad mínima de fundación es varias veces mayor que su ancho, pueden ser estudiadas con los procedimientos aquí descritos, despreciando parte del empotramiento en el terreno. En la literatura técnica existen procedimientos especiales para evaluar la mejora que la profundidad adicional introduce. El límite de esa mejora puede ser estimado asimilando la fundación semiprofunda a una fundación profunda, siguiendo los procedimientos explicados en la sección 2.7.5

2.7.4.1.1 ZAPATAS AISLADAS O ARRIOSTRADAS

Típicas en fundaciones de edificios o estructuras sustentadas por pilares. Las riostras que unen las distintas unidades no suelen reducir notablemente las cargas verticales que actúan en cada zapata y, por lo tanto, a efectos de hundimiento y de asentamiento, éstas pueden considerarse individualmente.

2.7.4.1.2 ZAPATAS CORRIDAS RÍGIDAS

Típicas en la fundación de muros o estructuras de contención de gravedad, tales como muelles de bloques y cajones. La rigidez de la propia estructura hace que, para el cálculo de asentamientos, se pueda despreciar su deformación.

2.7.4.1.3 ZAPATAS CORRIDAS FLEXIBLES

Típicas en fundaciones de estructuras apoyadas sobre pilares en terrenos de capacidad de soporte reducida que no permiten las fundaciones aisladas. Serían equivalentes a fundaciones aisladas con riostras y zapatas integradas en un mismo elemento, que sería una viga o zapata corrida. Las vigas corridas pueden ir en una sola dirección, arriostradas o no, o en dos o más direcciones, cruzándose y arriostrándose entre sí.

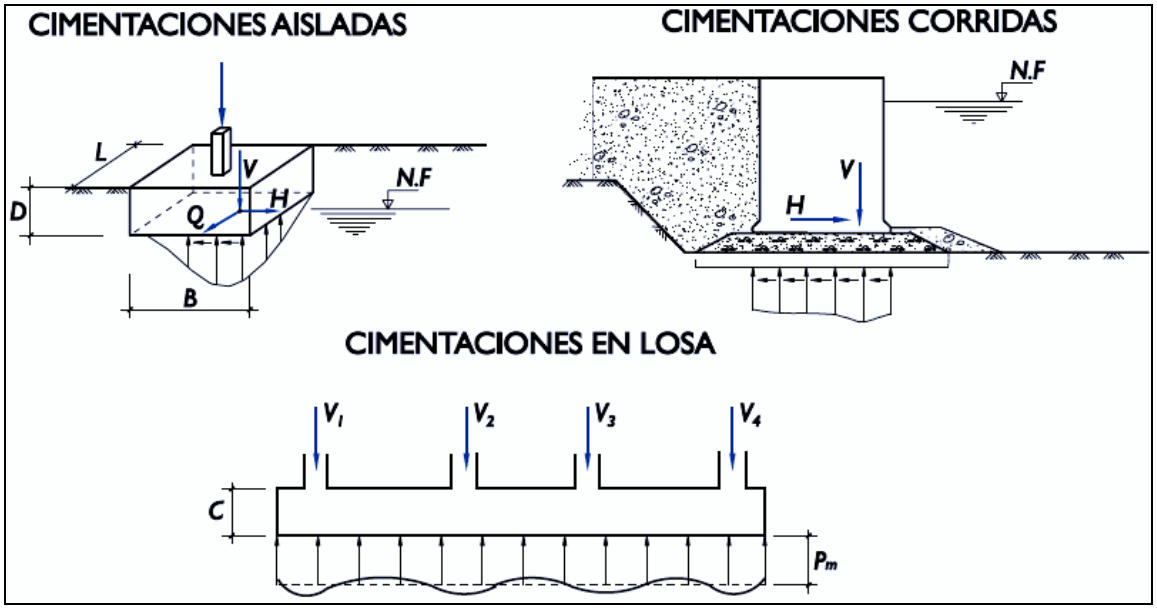
En general, es de esperar que el efecto de interacción suelo-estructura tenga un papel importante en los esfuerzos en la fundación, por lo cual se debe tener presente ese efecto.

2.7.4.1.4 LOSAS

Este tipo de solución es habitual en suelos que presentan escasa capacidad de soporte para fundaciones aisladas o mediante vigas corridas. También pueden adoptarse soluciones de este tipo por otras diversas razones.

Las losas pueden ser planas o de canto variable o incluso nervadas. Normalmente, se deben considerar los efectos de interacción suelo-estructura, dados los espesores de hormigón generalmente utilizados, para evaluar los esfuerzos en la fundación.

Figura 2.7.4-1: Formas típicas de fundaciones



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.4.2 MODOS DE FALLA (ROM 3.5.2)

2.7.4.2.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ROM 3.5.2.1)

Los Estados Límite Últimos que se consideran en esta parte son aquéllos de tipo geotécnico, los cuales quedan controlados esencialmente por la resistencia del terreno.

Los modos de falla que deben plantearse para analizar la fiabilidad de una fundación superficial son los siguientes:

Estabilidad global: La estructura y su fundación pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otras fallas locales. Este tipo de rotura es típica de fundaciones en taludes de diques o en camas de enrocado. El problema de estabilidad global se analizará en la sección 2.7.7.

a) Capacidad de soporte: Falla que puede ocurrir cuando la carga actuante sobre el terreno, bajo algún elemento de la fundación, supera la carga de falla o capacidad de soporte. Este punto se tratará más adelante.

b) Deslizamiento: El contacto de la fundación con el terreno puede estar sometido a tensiones de corte. Si éstas superan la resistencia de ese contacto, se puede

producir el deslizamiento entre ambos elementos, es decir, entre fundación y terreno.

c) Volcamiento plástico: Este tipo de falla es típica de estructuras fundadas sobre terrenos cuya capacidad de soporte es considerablemente mayor que la necesaria para sostener la fundación. Es decir, antes de producirse el volcamiento se provocaría la falla por capacidad de soporte del suelo. Este último mecanismo, que consiste en la plastificación local del suelo cerca de una arista, es el denominado volcamiento plástico.

Además de estos modos de falla, se harán algunas consideraciones relacionadas con otros modos afines, correspondientes a Estados Límites Últimos de carácter no estrictamente geotécnico. Entre ellos se considerará la capacidad estructural de la fundación. Los esfuerzos en los elementos estructurales que componen la fundación, igual que cualquier otro elemento estructural, pueden sobrepasar su capacidad resistente. Los Estados Límite Últimos que en ese sentido deben considerarse son los mismos que en el resto de los elementos estructurales.

2.7.4.2.2 OTROS PROBLEMAS DE LAS FUNDACIONES SUPERFICIALES (ROM 3.5.2.3)

Los estados límites últimos descritos no abarcan todos los modos de falla de las fundaciones superficiales. Pueden existir otros problemas tales como:

- Problemas de estabilidad de excavaciones durante ejecución.
- Problemas de agotamiento de la napa, filtraciones, erosión o ataques químicos a los hormigones.
- Problemas de asentamientos por mala calidad en la construcción.
- Problemas de mal comportamiento dinámico.
- Problemas de impermeabilización de las losas de fundaciones de sótanos.
- Crecimiento de vegetación que mueven la fundación.
- Problemas de agrietamiento y levantamiento asociado a arcillas expansivas.

- Problemas de erosión de rellenos de arcillas en juntas de rocas de fundación.
- Efectos sísmicos sobre el terreno de fundación.

Todos estos y otros efectos que puedan pensarse, propios de la geotecnia o de su frontera con otras disciplinas, deben preverse antes de proyectar y construir una fundación superficial, a pesar de que en este documento no se establezca un acápite específico con recomendaciones y métodos de análisis.

2.7.4.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS FUNDACIONES (ROM 3.5.3)

2.7.4.3.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA (ROM 3.5.3.1)

Las fundaciones se definirán de acuerdo a sus dimensiones normales. Se le podrá restar o añadir al valor de la dimensión geométrica, la tolerancia de construcción definida en los planos del proyecto.

Las fundaciones que no tengan formas rectangulares podrán asimilarse a rectángulos equivalentes, con el fin de aplicar las fórmulas establecidas en esta guía. La equivalencia deberá hacerse conservando las características de mayor interés según los casos, las cuales se indicarán en cada método de análisis. Éstas pueden ser el área, la relación de momentos de inercia según ejes ortogonales, el perímetro, etc.

La profundidad de fundación (D_f) será una estimación del valor mínimo que razonablemente cabe esperar en cada situación de proyecto en alguno de los lados de la fundación.

2.7.4.3.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ROM 3.5.2.2)

En relación con el carácter geotécnico, los Estados Límite de Servicio que requieren análisis son los asociados con la deformabilidad del terreno o con su vibración excesiva. Las limitaciones de movimiento o los movimientos máximos admisibles deben ser estipulados en cada caso. En la sección 2.7.4.8.4, se indicarán algunos criterios generales.

2.7.4.3.3 ACCIONES (ROM 3.5.3.2)

En general, los Estados Límite Últimos se deberán analizar en situaciones persistentes y transitorias considerando al menos tres combinaciones fundamentales o características:

- La que produce mayor carga vertical
- La que produce mayor inclinación de la carga
- La que produce mayor excentricidad de la carga

En situaciones excepcionales deben estudiarse todas aquellas combinaciones que el ingeniero piense que, para el proyecto particular, puedan ser más desfavorables. La situación sísmica debe ser contemplada cuando proceda, según indique la normativa vigente.

En las cargas verticales, y para el estudio de Estados Límite Últimos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento plástico, se incluirán el peso de la fundación y las subpresiones como acciones. Los posibles excesos de presión intersticial provocados por la aplicación de las cargas dentro de suelos arcillosos impermeables, en general, no se considerarán como parte integrante de esa subpresión de diseño.

En el análisis de estados límite de hundimiento, y para aquellos casos en que exista excentricidad de la resultante de las acciones respecto a la fundación, se deberán calcular, para cada combinación de acciones, los siguientes parámetros geométricos:

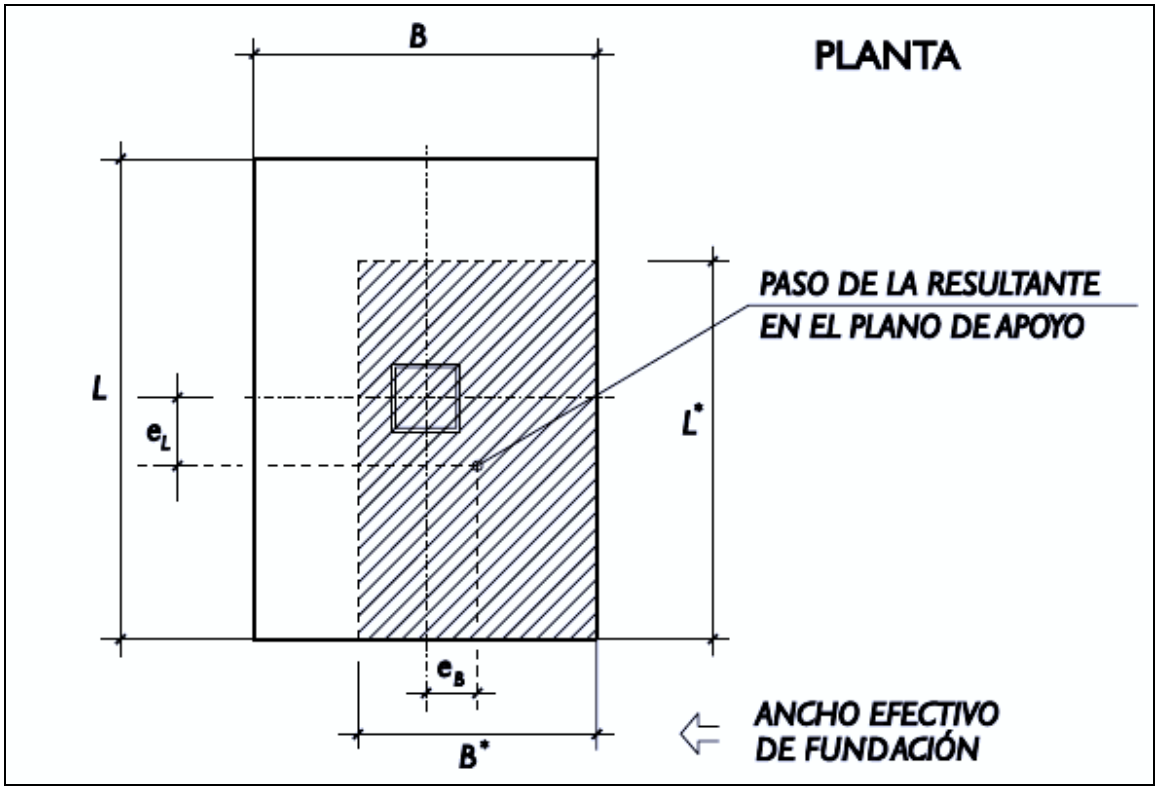
Ancho equivalente: $$B^* = B - 2e_B \quad (2\text{-}225)$$

Largo equivalente: $$L^* = L - 2e_L \quad (2\text{-}226)$$

Donde:

e_B, e_L : Excentricidades según las dos direcciones ortogonales que se indican en la Figura 2.7.4-2

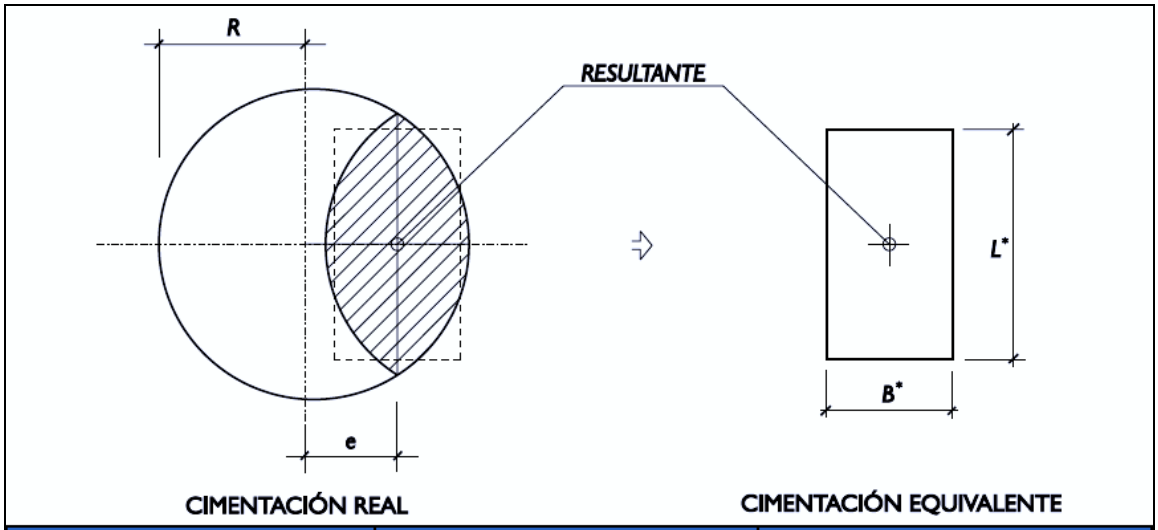
Figura 2.7.4-2: Geometría de la fundación equivalente



Fuente: Recomendaciones de Obras Españolas (ROM 05 Cap. III)

En las fundaciones de otra forma, la asimilación a rectángulos debe hacerse conservando algunas características comunes. En la Figura 2.7.4-3 se incluye un procedimiento de conversión círculo-rectángulo que se considera recomendable.

Figura 2.7.4-3: Fundación rectangular equivalente a otra circular con carga excéntrica



Excentricidad e/R	Ancho equivalente B*/R	Longitud equivalente L*/R
0	1,73	1,81
0,10	1,55	1,77
0,20	1,37	1,71
0,30	1,19	1,64
0,40	1,02	1,56
0,50	0,84	1,46
0,60	0,67	1,33
0,70	0,50	1,18
0,80	0,33	0,98
0,90	0,17	0,71

Fuente: Recomendaciones de Obras Españolas (ROM 05 Cap. III)

Calculadas esas dimensiones equivalentes se obtendrá, también, para cada combinación de acciones, el valor de la presión vertical efectiva media, definida por:

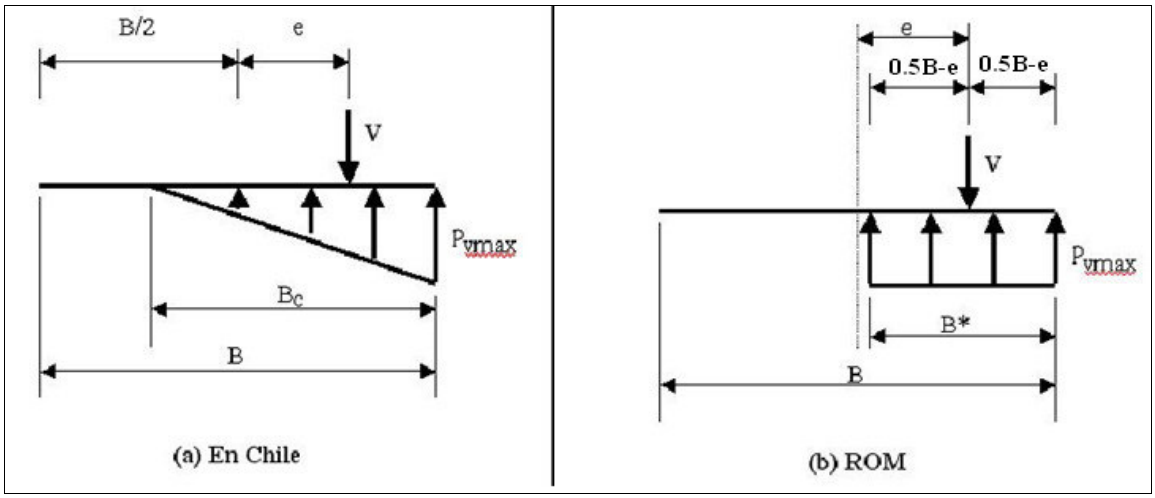
$$P_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*} \qquad (2\text{-}227)$$

Donde

V : Fuerza vertical efectiva

Para definir el área en compresión, en Chile se considera una distribución de presiones lineal, pero variable, con un valor máximo, P_{vmax}, en el borde de la fundación que resulta igual a $1{,}33P_v$. Ver Figura 2.7.4-4.

Figura 2.7.4-4: Diferente distribución de la tensión de contacto



Fuente: Elaboración Propia

Para una excentricidad *e* común:

En (a) : $P_{vmax} = 1{,}33p_v$

En (b) : $B^* = 0{,}67B_c$

En (a) : $FS = \dfrac{P_{vh}}{P_{v\max}}$ con P_{vh} determinada con $B^* = B_c$

En (b) : $FS = \dfrac{P_{vh}}{P_v}$ con P_{vh} determinada con B^*

En base a lo anterior, en un suelo c-ϕ y utilizando la expresión de la capacidad de soporte expuesta en la sección 2.7.4.4.7.4, los factores de seguridad se expresan como:

En (a) de la Figura 2.7.4-4:

$$FS = \frac{KB_c + C + D}{P_{v\max}} = 0{,}75\,\frac{KB_c}{P_v} + 0{,}75\,\frac{C + D}{P_v} \qquad (2\text{-}228)$$

En (b) de la Figura 2.7.4-4:

$$FS = \frac{KB^* + C_c + D_p}{P_v} = 0{,}67\,\frac{KB_c}{P_v} + 0{,}67\,\frac{C_c + D_p}{P_v} \qquad (2\text{-}229)$$

Donde:

K : Constante que depende del peso unitario del suelo

C_c : Término proporcional a la cohesión

D_p : Término proporcional a la profundidad del nivel de fundación

Para suelos granulares, normalmente la cohesión es nula ($c = 0$) con lo cual, para efectos prácticos, ambas aproximaciones conducen a resultados similares.

Esta sección admite como procedimiento de comprobación de la seguridad algunos métodos basados en "experiencias contrastadas similares". A efectos de comparar presiones en el sello de fundación, se define en esta sección "presión vertical de comparación" $P_{v,comp}$, que se define como el mayor de los tres valores siguientes de P_v:

a) El que corresponde a la combinación cuasi permanente.

b) El 90% del que correspondería a la combinación fundamental[2] que conduzca a mayor valor de P_v.

c) El 80% del máximo valor de P_v que corresponda a las combinaciones accidentales.

[2] Para este cálculo particular, los valores de las acciones no se mayorarán ($\gamma_\gamma = \gamma_q = 1$)

Asociados al valor de $P_{v,comp}$ que resulte, deben considerarse los valores de las dimensiones geométricas de la fundación (D, B^*, L^*) y de la inclinación de la carga correspondiente.

Normalmente el sello de fundación será horizontal, así se ha supuesto hasta aquí. Si ese sello tuviese una ligera inclinación, el concepto vertical y horizontal puede cambiarse por normal y tangencial al sello de fundación y seguir aplicando las reglas que aquí se indican.

2.7.4.3.4 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO (ROM 3.5.3.3)

En general, para el estudio de los Estados Límite Último serán necesarios los parámetros de peso unitario y resistencia del suelo u roca.

Existen problemas que podrán ser resueltos con métodos basados en la experiencia, que se señalarán más adelante en este documento y para los cuales la resistencia del terreno puede quedar representada por parámetros indirectos tales como:

- Índice N del ensayo SPT
- Resistencia en ensayos penetrométricos continuos estáticos (CPT)
- Presión límite en ensayos presiométricos

Incluso en algunos casos claros, donde la experiencia previa es abundante, puede ser suficiente un contraste de las propiedades elementales del terreno para evaluar la seguridad frente a Estados Límite Últimos. En esos casos los parámetros de peso unitario, así como otras propiedades índice elementales que avalen la similitud con los casos en los que existe experiencia, no podrán omitirse.

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio, además, pueden ser necesarios parámetros de deformación del terreno u otros específicos, según el caso.

En situaciones de poco riesgo y que cuenten con experiencia abundante, la comprobación de los estados límite de servicio puede no requerir más información del terreno aparte de las propiedades índice básicas, necesarias para asegurar la similitud entre el caso considerado y los casos sobre los que se tiene experiencia.

En las fundaciones específicas en tierra, el nivel de apoyo directo de la fundación o el nivel de apoyo del mejoramiento, colocadas bajo ella, deberá ser recibido por un especialista geotécnico.

2.7.4.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA CAPACIDAD DE SOPORTE (ROM 3.5.4)

2.7.4.4.1 MÉTODOS DE VERIFICACIÓN (ROM 3.5.4.1)

Un modo de falla principal que siempre debe considerarse es la que ocurre por capacidad de soporte de la fundación. Las formas de verificar que una fundación superficial es segura son muy variadas. El ingeniero ha de elegir, entre ellas, la que resulte más adecuada a su caso. Esa elección debe estar guiada por varios criterios; los más importantes son el tipo de terreno y la importancia de la obra.

Para elegir el procedimiento de verificación más adecuado, se distinguen tres tipos de terreno, de modo general:

- Terrenos granulares: Aquéllos formados esencialmente por arenas y gravas a pesar de tener proporciones de suelos finos, tales como arcillas y limos, en proporciones siempre inferiores al 15% y cuya permeabilidad, además, sea superior a 10^{-4} cm/s.

- Terrenos cohesivos: Aquéllos cuyo comportamiento mecánico queda principalmente condicionado por la presencia de suelos finos, tales como arcillas y limos. Cuentan con una resistencia a compresión simple apreciable, pero inferior a 1 MPa (10,2 kgf/cm^2) y son bastante impermeables; su permeabilidad es inferior a 10^{-4} cm/s.

- Terrenos cohesivos firmes y rocas: Aquéllos cuya resistencia a compresión simple supera normalmente el valor umbral de q_u = 1 MPa = 10,2 kgf/cm^2.

Pueden existir terrenos complejos que no puedan catalogarse bien dentro de alguno de estos tres grupos. En esa situación, el ingeniero debe proceder a clasificarlo de acuerdo con más de uno de ellos y seguir los procedimientos indicados según esa clasificación. Una vez alcanzado el resultado final deberá elegir, de las dos alternativas utilizadas, la que conduzca a un resultado más conservador.

Los procedimientos de verificación junto a su posible aplicabilidad están resumidos en la Tabla 2.7.4-1.

Tabla 2.7.4-1: Métodos de verificación de la seguridad por capacidad de soporte

Nombre del método	Tipo de terreno
Experiencia local contrastada	Suelos firmes y rocas
Método basado en el SPT	Suelos granulares
Método basado en ensayos presiométricos	Cualquiera
Método basado en ensayos de penetración estática	Cualquiera excepto roca
Método basado en otros ensayos de campo	Cualquiera
Capacidad de soporte en suelos firmes o rocas	Suelos firmes y rocas
Cálculo analítico de la capacidad de soporte	Cualquiera

- Nota 1: En casos especiales, el método de verificación puede incluir la realización de ensayos de carga in situ debidamente instrumentados.
- Nota 2: En método basado en SPT es aplicable solo a arenas. Para arenas algo gravosas usar la envolvente inferior de los resultados.
- Nota 3: El método basado en ensayos de penetración estática puede ser utilizado en suelos gravosos o arenas muy compactas dependiendo de la potencia del equipo. Normalmente se emplea en suelos de consistencia blanda y media.

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.4.4.2 VERIFICACIÓN SEGÚN LA EXPERIENCIA LOCAL CONTRASTADA (ROM 3.5.4.2)

La experiencia local, obtenida mediante la observación del comportamiento adecuado de fundaciones semejantes a la del caso en estudio y sobre terrenos similares, puede ser suficiente para justificar las dimensiones de una fundación.

En estos casos se debe proceder a definir, como resumen de la experiencia previa, la profundidad de fundación adecuada y las presiones de servicio que se consideran válidas para distintos anchos de fundación.

Por otro lado, se debe calcular la presión vertical representativa o presión de servicio de comparación que transmite el elemento de fundación al terreno considerando combinaciones de acciones, de acuerdo a lo expuesto en la sección 2.7.4.3.3.

Además, es necesario realizar un reconocimiento del terreno para conocer, como mínimo, la estructura del terreno, la ubicación del nivel freático y los parámetros de estado: peso unitario seco y humedad.

Una fundación superficial queda verificada frente a la capacidad de soporte cuando su presión de servicio no supera la avalada por la experiencia, para condiciones de fundación y dimensiones similares a las del caso en estudio.

2.7.4.4.3 VERIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE LOS ENSAYOS SPT (ROM 3.5.4.3)

Existen varias correlaciones entre el índice *N* del ensayo de penetración estándar SPT y la presión vertical de comparación. A continuación, se presenta una correlación semejante a la inicialmente propuesta por Meyerhof (1956).

Se define la presión vertical admisible en arenas, con el fin de contar con una seguridad adecuada frente al hundimiento y, además, que el asentamiento máximo sea inferior a 2,54 cm, como:

$$P_{vadm} = \begin{cases} 6 \cdot N\left(1+\dfrac{D}{3B^*}\right) & \text{Para } B \le 1{,}3 \text{ m} \\ 4 \cdot \mathrm{N}\left(1+\dfrac{\mathrm{D}}{3B^*}\right) \cdot \left(1+\dfrac{0{,}3}{B^*}\right) & \text{Para } B \ge 1{,}3 \text{ m} \end{cases} \qquad \text{(2-230)}$$

Donde:

P_{vadm} : Presión vertical admisible, kPa

1kPa : 0,01 kgf/cm^2

D : Profundidad de fundación definida en el punto de acciones, m

B^* : Ancho equivalente de la fundación definida en el punto de acciones, m

N : Índice obtenido en ensayos de penetración con eficiencia de hinca del orden del 60%, que corresponde a ensayos bien realizados. Si se tiene control sobre este aspecto pueden realizarse las correcciones correspondientes.

El índice *N* del SPT a utilizar en esta expresión debe ser el valor medio obtenido en la zona comprendida entre el sello de fundación y una profundidad $1{,}5 \cdot B^*$ bajo dicho sello.

Debido a que los valores de *N* del SPT dependen de la sobrecarga efectiva de tierras al nivel del ensayo, tales valores deben referirse a una presión normalizada de 100 kPa (1,02 kg/cm^2). Los factores de correlación a utilizar se indican en la Tabla 2.7.4-2.

Tabla 2.7.4-2: Factor de correlación del índice *N* del SPT por la sobrecarga efectiva de las tierras (*N* corregido = *f* · *N*)

Presión vertical efectiva al nivel del ensayo (kPa)	Presión vertical efectiva al nivel del ensayo (kgf/cm^2)	Factor de correlación *f*
0	0,00	1,50
25	0,25	1,50
50	0,51	1,40
100	1,02	1,00
200	2,04	0,65
≥ 400	≥4,08	0,50

Fuente: Elaboración Propia

Para valores intermedios se puede interpolar linealmente entre los datos indicados en la tabla.

En cualquier caso, se debe cumplir lo siguiente:

- El valor del índice *N* del SPT que se utilice en las expresiones anteriores, después de ser corregido no debe ser nunca superior a 50.
- La profundidad de fundación *D* a utilizar en los cálculos nunca debe ser mayor que el ancho equivalente B^*.
- Las fórmulas anteriores son aplicables para fundaciones superficiales que tengan un ancho máximo de 5 m.

Las expresiones anteriores están pensadas para situaciones en las que el nivel freático está próximo o por encima del sello de fundación y en reposo o con gradientes hidráulicos pequeños.

Si, por algún motivo, existiera un flujo de agua ascendente en el entorno de las fundaciones superficiales con gradiente I_v, los valores de la presión vertical admisible deben ser multiplicados por el factor de reducción:

$$P_{vadm}(\text{corregida por el flujo ascendente}) = \beta \cdot P_{vadm}$$
$$\beta = 1 - I_v \frac{\gamma_w}{\gamma'} \qquad (2\text{-}231)$$

Donde:

γ' : Peso unitario sumergido del suelo

γ_w : Peso unitario del agua

Si, al contrario, se prevé, en la situación de proyecto correspondiente, que el nivel freático estará siempre más profundo que el sello de fundación, entonces la presión admisible podrá corregirse de acuerdo con la expresión siguiente:

$$P_{vadm}(\text{corregida por la profundidad N.F.}) = \lambda \cdot P_{vadm} \quad \lambda = 1 + 0{,}6\left(\frac{h}{B^*}\right) \leq 2 \qquad (2\text{-}232)$$

Donde

h : Profundidad del nivel freático bajo el sello de fundación

Es necesario, en todo caso, realizar una comprobación de que no se produzcan asentamientos excesivos debidos a la presencia de suelos menos firmes situados a mayor profundidad.

Una fundación superficial puede darse por comprobada cuando la presión de comparación que se define en las acciones es menor o igual que el valor de P_{vadm} que se indica en este acápite.

2.7.4.4.4 VERIFICACIÓN MEDIANTE ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS (ROM 3.5.4.4)

Los ensayos presiométricos realizados en el terreno próximo a la fundación en estudio permiten conocer un parámetro esencial con el que se puede estimar la carga de falla por capacidad de soporte P_{vh} de las fundaciones superficiales, el cual es la presión límite P_l resultante de la correcta interpretación del ensayo.

Para poder aplicar este método es necesario conocer: la presión límite, la ubicación del nivel freático, la naturaleza del terreno de apoyo y su peso unitario, junto a la profundidad a la que piensa establecerse la fundación y sus dimensiones.

La carga de falla puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$P_{vh} = P_o + K \cdot \Delta P \cdot f_\delta \cdot f_D \qquad (2\text{-}233)$$

Donde:

P_{vh} : Presión vertical efectiva que produce la falla

P_0 : Presión efectiva al nivel del sello de fundación

K : Coeficiente adimensional, igual a 0,8 para suelos cohesivos y 1,0 para suelos granulares o roca blanda

ΔP : Presión limite neta, una vez descontado, al valor de la presión límite bruta, la posible presión intersticial y la presión efectiva horizontal que existieran al nivel del ensayo. Se utilizará el valor medio correspondiente al tramo de profundidad B^* bajo el sello de fundación.

f_δ : Factor de corrección por el efecto de la inclinación de la carga

f_D : Factor de corrección por efecto del empotramiento de la fundación

Los factores de corrección se definen de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$f_\delta = (1{,}1 - \tan\delta)^3 \leq 1 \qquad (2\text{-}234)$$

$$f_D = 1 + \left(a + \frac{\Delta p}{b} \right) \cdot \eta \cdot \frac{D}{B^*} \left(0{,}6 + 0{,}4 \frac{B^*}{L^*} \right) \qquad (2\text{-}235)$$

Donde:

a : Parámetro adimensional = $\begin{cases} 0{,}20 & \text{suelos cohesivos} \\ 0{,}25 & \text{rocas blandas} \\ 0{,}30 & \text{suelos granulares} \end{cases}$

b : Presión de referencia $\begin{cases} 10\,\text{MPa}\,(102\,\text{kgf/cm}^2) & \text{suelos cohesivos y rocas blandas} \\ 5\,\text{MPa}\,(51\,\text{kgf/cm}^2) & \text{suelos granulares} \end{cases}$

η_p : Factor adimensional, el cual mide la relación entre los valores de la presión límite neta en la zona situada por encima del sello de fundación con espesor D, y el valor de la presión límite neta que se utiliza para representar la resistencia del terreno bajo dicho sello.

δ_i : Ángulo de inclinación de la carga sobre la fundación medida con respecto a la vertical

Las dimensiones D, B^* y L^* corresponden a las definidas en la sección 2.7.4.3.1 y en la sección 2.7.4.3.3. En todo caso, se mantendrá como profundidad de cálculo un valor inferior al ancho, es decir, $D \leq B^*$.

Para verificar la seguridad de una fundación superficial por capacidad de soporte mediante este método, se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en la sección 2.7.4.4.8.

2.7.4.4.5 MÉTODO BASADO EN ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁTICA (ROM 3.5.4.5)

Los ensayos de penetración estática suelen realizarse en suelos blandos donde no es frecuente implantar fundaciones superficiales. A pesar de ello, en algunas circunstancias por ejemplo, pequeñas cargas o estructuras poco sensibles a los asentamientos, entre otros, puede ser necesario estimar la capacidad de soporte de fundaciones superficiales utilizando los resultados de este ensayo. La relación que permite evaluar la presión vertical efectiva de falla es la siguiente:

$$p_{vh} = p_o + q_c \left\{ K_1 + K_2 \frac{D}{B^*} \eta \left(0{,}6 + 0{,}4 \frac{B^*}{L^*} \right) \right\} f_\delta \qquad \text{(2-236)}$$

Donde:

P_{vk} : Presión vertical efectiva para alcanzar la falla por capacidad de soporte

P_0 : Presión vertical efectiva en el entorno de la fundación y al nivel del sello de fundación

q_c : Valor medio de la resistencia a la penetración en la zona de espesor B^* bajo el sello de fundación

K_1 : Coeficiente adimensional = $\begin{cases} 0{,}32 & \text{para suelos cohesivos} \\ 0{,}17 & \text{para rocas blandas} \\ \left(7 + \dfrac{q_c(\text{MPa})}{3(\text{MPa})} \right)^{-1} & \text{para arenas} \end{cases}$

K_2 : Parámetro adimensional, igual a 0,10 para suelos cohesivos y 0,05 para suelos granulares y rocas

η_{qc} : Relación que existe entre el valor medio de la resistencia a la penetración estática q_c, en la zona de terreno situada por encima del sello de fundación y el valor de q_c que se utiliza para representar la resistencia a la penetración bajo dicho sello

El significado de las dimensiones D, B^* y L^* y el término f_δ se indican en la sección 2.7.4.4.4. En todo caso, se mantendrá como profundidad de cálculo un valor inferior al ancho, es decir, $D \leq B^*$.

Para verificar la seguridad de una fundación superficial frente a la capacidad de soporte por medio de este método, se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en la sección 2.7.4.4.8.

2.7.4.4.6 CAPACIDAD DE SOPORTE EN SUELOS COHESIVOS FIRMES Y ROCAS (ROM 3.5.4.7)

La capacidad de soporte de una fundación superficial, apoyada en suelos cohesivos firmes o rocas, puede estimarse según el procedimiento simplificado que se describe en este acápite.

Los datos necesarios para evaluar la capacidad de soporte son:

- Datos geométricos de la fundación: D, B, L, B^* y L^* definidos en la sección 2.7.4.3.1 y 2.7.4.3.3 y la inclinación δ de la carga sobre la fundación.
- Estructura general de la formación rocosa: Especialmente, interesa conocer la roca ubicada en el entorno próximo a la fundación, la cual consiste en una zona de amplitud $4 \cdot B \times 4 \cdot L$ en planta y $2 \cdot B$ en profundidad bajo el sello de fundación.
- Las características de la roca que deben utilizarse en los cálculos serán las de la roca de peores condiciones del entorno. Para hacer alguna hipótesis simplificada en este sentido, es necesario realizar una justificación específica.
- Resistencia a la compresión simple de la roca: Dato que puede ser determinado mediante ensayos específicos debidamente interpretados, como de compresión simple en probetas de roca debidamente talladas a partir de testigos de roca sana, o mediante técnicas indirectas, como por ejemplo, el ensayo de Poiret Load.
- Grado de alteración de la roca: Se debe tomar el que corresponda a la superficie de apoyo siempre y cuando la alteración no sea mayor a mayor profundidad.
- Distancia entre diaclasas: Se tomará el valor correspondiente a la familia de diaclasas que aparezca con menor espaciamiento en la zona próxima al apoyo.
- El valor medio del RQD en la zona de profundidad B, bajo el sello de fundación, y de dimensiones $B \times L$ en planta.

Cuando el grado de alteración sea igual o superior a IV (vea Tabla 2.7.4-3) o cuando el espaciamiento entre litoclasas sea menor que 10 cm o cuando el RQD sea inferior al 10%, este procedimiento no debe utilizarse. El terreno habrá que considerarlo como un suelo y utilizar otro procedimiento de cálculo.

Tabla 2.7.4-3: Grado de alteración de la roca

Clase	Descripción	Masa alterada	Características
I	Sana	0%	Compacta
II	Ligeramente meteorizada	<10%	Juntas alteradas
III	Algo meteorizada	10 – 15%	No fiable
IV	Muy meteorizada	50 – 90%	Fiable
V	Completamente meteorizada	> 90%	Muy fiable

Fuente: Recomendaciones Españolas (ROM 05 Cap. IV)

La presión vertical efectiva por la capacidad de soporte en fundaciones sobre formaciones rocosas puede estimarse como sigue:

$$P_{vh} = 3(P_r \cdot q_u)^{1/2} f_{RD} \cdot f_A \cdot f_\delta < 15\,\text{MPa} \qquad (2\text{-}237)$$

Donde:

P_{vh} : Presión vertical efectiva que produce la falla

P_r : 1 MPa (10,2 kgf/cm^2), presión de referencia

q_u : Resistencia a compresión simple de la matriz de la roca

f_{RD} : Factor de reducción debido al diaclasamiento

: $$\min\begin{cases} f_D = 2\left(\dfrac{s_d}{B^*}\right)^{1/2} \le 1 \\ f_D = 0{,}2\left(\dfrac{B_0 \cdot RQD(\%)}{B^*}\right)^{1/2} < 1 \end{cases}$$

s_d : Espaciamiento entre diaclasas. No se utilizará este procedimiento cuando s es menor a 0,10 m

B^* : Ancho equivalente de la fundación

B_0 : Ancho de referencia, se tomará B_0 = 1 m

RQD : Índice de fragmentación de la roca.

f_A : Factor de reducción debido al grado de alteración de la roca. Se tomará el valor siguiente:

Tabla 2.7.4-4: Factor de reducción

Grado de meteorización* (ROM 0-5 2.2.9.7)	Factor f_A
I	1
II	0,7
III	0,5
* Ver punto 2.7.4.4.6.1	

Fuente: Recomendaciones Españolas (ROM 05 Cap. III)

f_δ : Factor que tiene en cuenta la inclinación de la carga en el que δ representa la inclinación con respecto a la vertical:

$$f_\delta = (1{,}1 - tg(\delta))^3 < 1 \qquad (2\text{-}238)$$

Este procedimiento de cálculo no es adecuado cuando se dan alguna de las circunstancias indicadas anteriormente en este acápite o alguna de las siguientes:

- La fundación está en un terreno con más del 10% de inclinación en la zona del entorno del apoyo. Lo habitual en Chile es considerar δ = 0 y verificar separadamente el factor de seguridad al deslizamiento.

- La fundación se establece cerca de un talud. En ese caso la comprobación de las condiciones de estabilidad global habrá de realizarse por otro procedimiento.

- Para grandes áreas de apoyos, mayor a 100 m^2, el problema de capacidad de soporte puede quedar controlado por accidentes singulares, tales como, fallas, diaclasas excepcionales, etc. cuyo efecto debe investigarse.

La capacidad de soporte de una fundación apoyada en roca depende teóricamente de la naturaleza de la roca. A igualdad de resistencia a compresión simple y del resto de parámetros (diaclasamiento, alteración y tamaño del área de apoyo), existen tipos de roca

que podrían soportar mayores cargas que otros. El efecto del tipo de roca no está aún bien establecido en la práctica habitual y por ese motivo no se indica en este documento un procedimiento explícito para considerarlo.

La verificación de otros estados límite distintos a la capacidad de soporte, ya sea estabilidad global, deslizamiento o volcamiento, entre otros, no queda garantizada con esta verificación de la presión de falla, por lo que será necesario realizar otras comprobaciones complementarias.

Para verificar la seguridad de una fundación superficial frente a la falla del medio que la soporta, al emplear este método se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en la sección 2.7.4.4.8.

2.7.4.4.6.1 GRADO DE METEORIZACIÓN (ROM 2.2.9.7)

La roca normalmente se meteoriza como consecuencia natural de los procesos continuados de origen físico-químico. En función del grado de avance de ese proceso, se ha convenido en clasificar la alteración de las rocas de acuerdo con la nomenclatura que se indica en la Tabla 2.7.4-5.

Tabla 2.7.4-5: Escala de la meteorización de las rocas

Grado	Denominación	Criterio de Reconocimiento
I	Roca sana	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. Toda la roca ha podido perder su color original debido a la meteorización y superficialmente ser más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua o en zonas meteorizadas.
IV	Roca muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.

Grado	Denominación	Criterio de Reconocimiento
VI	meteorizada 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.

Fuente: Recomendaciones Españolas (ROM 05 Cap. II)

2.7.4.4.7 CÁLCULO ANALÍTICO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO (ROM 3.5.4.8)

2.7.4.4.7.1 FÓRMULA POLINÓMICA (ROM 3.5.4.8.1)

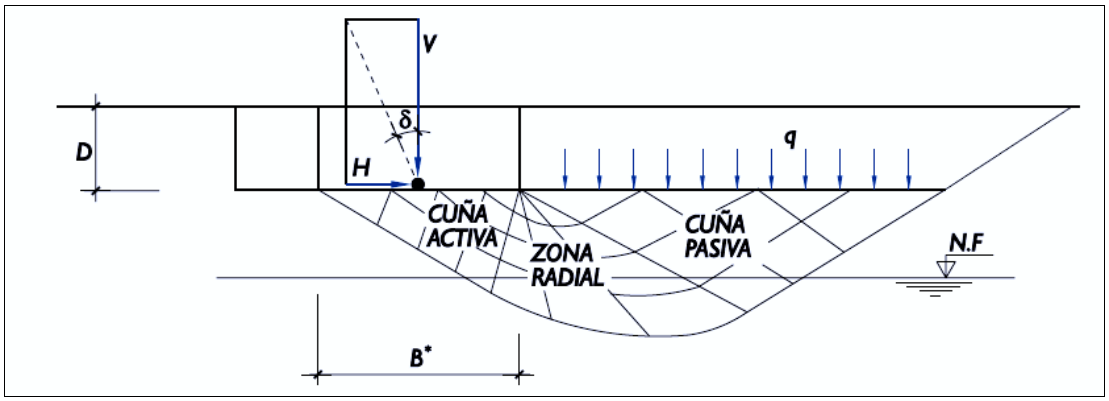
La fórmula Brinch Hansen corresponde a una de las más utilizadas y recomendada para verificar la seguridad por capacidad de soporte de fundaciones superficiales, aunque de ella existen distintas versiones que difieren en algunos detalles sobre el procedimiento de obtención de algunos parámetros. En la Figura 2.7.4-5 se muestra un esquema del problema estudiado indicando la superficie de rotura adoptada. Según la versión que se recomienda en este documento, la componente vertical de la presión que produce la falla es:

$$p_{vh} = q' \cdot N_{q'} \cdot f_{q'} + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot B^* \cdot N_{\gamma_s} \cdot f_{\gamma_s} \qquad (2\text{-}239)$$

Donde:

q'		Sobrecarga debida al peso de tierras a la profundidad de la fundación y en su entorno
c	:	Cohesión
γ_s	:	Peso unitario del suelo. El valor de cálculo se indica más adelante.
$N_{q'}$, N_c, $N_{\gamma s}$	:	Coeficientes de capacidad de soporte
$f_{q'}$, f_c, $f_{\gamma s}$	:	Factor de corrección

Figura 2.7.4-5: Geometría del posible hundimiento



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Los factores de corrección son función, entre otras variables, del ángulo de rozamiento. En el siguiente punto se indica cómo obtener estos factores.

Los coeficientes de capacidad de carga son función exclusiva del ángulo de rozamiento del terreno y pueden obtenerse mediante las siguientes expresiones analíticas:

$$N_q = \frac{1+sen(\phi)}{1-sen(\phi)} e^{\pi \cdot tg(\phi)} \qquad (2\text{-}240)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg(\phi)} \text{ (para } \phi = 0 \text{ resulta } N_c = \pi + 2) \qquad (2\text{-}241)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot tg(\phi) \text{ (Base rugosa)} \qquad (2\text{-}242)$$

Para facilitar el cálculo, en la siguiente tabla se incluyen los valores de los coeficientes de capacidad de soporte que se obtienen para varios valores de ángulos de rozamiento.

Tabla 2.7.4-6: Coeficientes de capacidad de carga de la fórmula de Brinch Hansen

ϕ (grados)	$N_{q'}$	N_c	$N_{\gamma s}$
20	6,4	14,8	3,9
21	7,1	15,8	4,7
22	7,8	16,9	5,5
23	8,7	18,1	6,5
24	9,6	19,3	7,7
25	10,7	20,7	9,0
26	11,8	22,3	10,6
27	13,2	23,9	12,4
28	14,7	25,8	14,6
29	16,4	27,9	17,1
30	18,4	30,1	20,1
31	20,6	32,7	23,6
32	23,2	35,5	27,7
33	26,1	38,6	32,6
34	29,4	42,2	38,4
35	33,3	46,1	45,2
36	37,8	50,6	53,4
37	42,9	55,6	63,2
38	48,9	61,4	74,9
39	56,0	67,9	89,0
40	64,2	75,3	106,1
41	73,9	83,9	126,7
42	85,4	93,7	152,0
43	99,0	105,1	182,8
44	115,3	118,4	220,8
45	134,9	133,9	267,8

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Para valores de $\phi > 45°$, el coeficiente de capacidad de carga $N_{\gamma s}$ puede resultar excesivamente optimista. Para tener esto en cuenta puede utilizarse como valor de cálculo un ángulo de rozamiento que excede en 45° únicamente la mitad del exceso real.

Esto es:

$$\phi_{cálculo} = \frac{1}{2}(\phi_{real} + 45°), \quad cuando \phi_{real} > 45° \qquad (2\text{-}243)$$

El valor de N_{ys} que se indica en la tabla anterior es adecuado para el estudio de fundaciones estructurales con base rugosa. En los casos excepcionales de apoyos con base lisa, es decir, con interposición de láminas o superficies de poco rozamiento, el valor de N_{ys} que se debe utilizar debe ser la mitad del indicado.

Será necesario considerar la condición sin drenaje, en suelos arcillosos blandos y siempre que se tema que en la fundación puedan generarse presiones intersticiales fuertes y que no se atenúen durante el proceso de carga.

A continuación se presentan ciertas indicaciones sobre la forma de caracterizar el peso y la resistencia del terreno en ambos tipos de cálculo:

a) Capacidad de soporte no drenada

Los cálculos de la presión vertical que produce la falla de una fundación sobre un terreno poco permeable deben realizarse bajo la hipótesis de que no se produzca ninguna consolidación del terreno.

El concepto “poco permeable” se refiere a la capacidad de disipar las presiones intersticiales generadas por la aplicación de la carga precisamente mientras se va aplicando. El caso teórico de rotura sin drenaje se aproxima más a la realidad cuanto el suelo es más impermeable y cuanto la aplicaciones de la carga es más rápida.

En términos generales, el caso de no drenaje teórico, que es ciertamente un caso extremo, deja de tener plena aplicación cuando en el proyecto se toman precauciones específicas para permitir y comprobar cierta consolidación o disipación de presiones intersticiales durante la construcción.

En la situación extrema sin drenaje, la resistencia del terreno puede simularse con un ángulo de rozamiento nulo y una cohesión igual a la resistencia al corte obtenida mediante ensayos de corte sin drenaje, ya sea en terreno o en laboratorio.

Los parámetros resistentes a utilizar en la fórmula polinómica serán:

$$\phi = 0$$
$$c = S_u \qquad (2\text{-}244)$$

Donde:

S_u : Resistencia al corte sin drenaje media de la zona de profundidad B* bajo el sello de fundación

El parámetro q de la fórmula polinómica se calculará con la expresión:

$$q = \gamma_u \cdot D_f \qquad (2\text{-}245)$$

Donde:

γu : Peso unitario del terreno en la zona comprendida entre la superficie del terreno y el sello de fundación

Df : Profundidad de fundación

Cuando el terreno esté totalmente sumergido en estricto rigor, para falla sin drenaje, la sobrecarga q debe utilizar el peso unitario saturado bajo el nivel de la napa.

La carga por capacidad de soporte quedará expresada como:

$$p_{vh} = q \cdot f_q + 5.5 \cdot S_u \cdot f_c \qquad (2\text{-}246)$$

Donde:

f_q, f_c : Factores de corrección

Si se utilizan ensayos de penetración estática (CPT) la resistencia no drenada S_u se obtiene como:

$$S_u = \frac{q_c' - p_o}{15} \qquad (2\text{-}247)$$

Donde:

q_c' : Resistencia (presión) de punta del cono

p_o : Presión vertical total en la profundidad donde se midió qc'

b) Capacidad de soporte drenada

La verificación de la seguridad, para condición drenada, debe hacerse siempre, dado que esta situación trata de representar el comportamiento de fundaciones superficiales en suelos arenosos secos o saturados y fundaciones en cualquier otro tipo de terreno una vez sobrepasado el proceso de adaptación de la fundación a las cargas impuestas (por ejemplo, una vez desarrollada la consolidación de un suelo fino saturado).

Los datos que interesan para este caso deben representar el comportamiento medio esperado del terreno a lo largo de la línea de rotura. Los datos de resistencia serán el ángulo de rozamiento y la cohesión.

La sobrecarga q, a utilizar en el primer término de la fórmula polinómica, debe ser igual a la presión efectiva al nivel del sello de fundación, alrededor de la fundación. Si ese valor resultase variable se utilizará el valor medio a lo largo del lado con menor sobrecarga.

El peso unitario de la fórmula polinómica debe ser:

- El peso unitario γ, si el nivel freático está a una profundidad mayor que $1{,}5B^*$ bajo el sello de fundación.
- El peso unitario sumergido γ', si el nivel freático está situado en o por encima del sello de fundación.
- Un peso unitario intermedio, interpolado linealmente, si el nivel freático está comprendido entre los dos casos anteriores.

Si existiera un flujo de agua ascendente, de gradiente I_v, que afectara al sello de fundación, el peso unitario de cálculo a considerar sería:

$$\gamma_{cálculo} = \gamma' - I_v \cdot \gamma_w \qquad (2\text{-}248)$$

Donde:

γ' : Peso unitario sumergido del terreno, también designado como γ_b en esta guía

γ_w : Peso unitario del agua

I_v : Gradiente vertical medio en la zona de espesor $1{,}5B^*$ bajo el sello de fundación

En terrenos no horizontales, la fórmula polinómica aplicada en condiciones drenadas es especialmente inadecuada. Las fundaciones superficiales en las proximidades de taludes pueden sufrir hundimiento con cargas mucho menores. En esos casos la verificación de la seguridad por capacidad de soporte debe hacerse con los métodos de cálculo indicados en la sección 2.7.7.

2.7.4.4.7.2 FACTORES DE CORRECCIÓN (ROM 3.5.4.8.2)

Cada uno de los tres términos de la forma polinómica debe ser afectado por un coeficiente de corrección *f*, cuyo subíndice indicará el término al que corresponde.

A su vez, cada uno de los tres coeficientes de corrección se debe obtener como producto de diversos coeficientes, debido a los efectos parciales que intervienen en el problema.

A continuación se indican los efectos a considerar:

Tabla 2.7.4-7: Efectos a considerar para los factores de corrección

Efecto	Coeficiente
Forma de la fundación	*s*
Inclinación de la carga	*i*
Resistencia del terreno ubicado sobre el sello de fundación	*d*
Inclinación del sello de fundación	*r*
Pendiente del terreno en el entorno de la fundación	*t*

Fuente: Recomendaciones Españolas (ROM 05 Cap. III)

De esta manera, cualquiera de los tres elementos de corrección será, a su vez, el producto de 5 coeficientes:

$$f = S \cdot I \cdot d' \cdot r \cdot t \tag{2-249}$$

En los siguientes puntos se indica la manera de obtener cada uno de estas variables:

a) Coeficiente de forma, *S*

Tienen en cuenta las proporciones de las dimensiones en planta de la fundación equivalente. Esas dimensiones son las longitudes B^* y L^* que se definen, para cada combinación de acciones, en la sección 2.7.4.3.3.

Las fórmulas que deben utilizarse para obtener estos coeficientes son las siguientes:

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*}\frac{N_q}{N_c}$$
$$S_c = S_q \tag{2-250}$$
$$S_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B^*}{L^*}$$

b) Coeficiente de inclinación, *I*

En Chile la carga horizontal se analiza en forma independiente de la carga vertical. Por esta razón, $I_q = I_c = I_\gamma = 1$.

c) Efecto de la resistencia del terreno sobre el sello de fundación, *d'*

Este efecto habitualmente no se incluye, ya que el terreno sobre el sello de fundación se ha considerado incompetente, desarrollando baja resistencia. Consecuentemente $d_q' = d_c' = d_\gamma' = 1$.

d) Efecto de la inclinación del sello de fundación, *r*

Manteniendo el criterio de analizar la carga normal al sello de fundación en forma independiente de la carga tangencial, los coeficientes r_c, r_γ y r_q a utilizar se establecen en la tabla siguiente.

Tabla 2.7.4-8: Coeficientes de corrección debido a la inclinación del sello de fundación

	ϕ	Valores de r_c, r_γ, r_q					
		$\alpha = 0°$	$\alpha = 10°$	$\alpha = 20°$	$\alpha = 30°$	$\alpha = 40°$	$\alpha = 50°$
r_c	0°	1,00	0,93	0,85	0,77	0,70	0,64
	10°	1,00	0,89	0,80	0,71	0,63	0,55
	15°	1,00	0,88	0,77	0,67	0,58	0,50
	20°	1,00	0,86	0,74	0,63	0,53	0,45
	30°	1,00	0,81	0,65	0,51	0,42	0,33
	40°	1,00	0,74	0,55	0,40	0,30	0,22
	45°	1,00	0,70	0,49	0,35	0,24	0,17
r_γ	10°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	15°	1,00	0,96	0,91	0,83	0,78	0,70
	20°	1,00	0,80	0,71	0,62	0,53	0,45
	30°	1,00	0,79	0,61	0,48	0,37	0,28
	40°	1,00	0,68	0,46	0,32	0,21	0,14
	45°	1,00	0,61	0,39	0,24	0,15	0,10
r_q	10°	1,00	0,92	0,88	0,84	0,76	0,72
	15°	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69	0,64
	20°	1,00	0,88	0,78	0,69	0,59	0,53
	30°	1,00	0,82	0,67	0,54	0,45	0,36
	40°	1,00	0,75	0,56	0,41	0,31	0,23
	45°	1,00	0,70	0,50	0,35	0,25	0,17
α corresponde a la inclinación del sello de fundación respecto a la horizontal.							

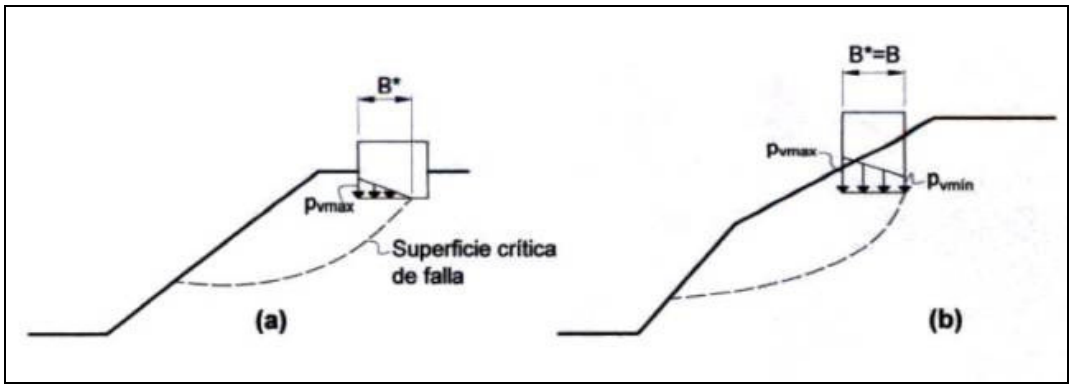
Fuente: Elaboración Propia

e) Fundaciones en zonas de pendiente

La forma más directa para resolver los casos esquematizados en la Figura 2.7.4-6 es emplear programas de computación para el análisis de estabilidad de taludes,

ampliamente utilizados en ingeniería geotécnica. En este caso, se obliga a las superficies de deslizamiento a pasar por el borde en compresión de la fundación más alejado del talud. Se aplica una presión vertical, Pv, en el ancho B* al nivel del sello, presión que se incrementa hasta alcanzar un factor de seguridad 1,0. Para esta condición Pv = Pvh lo que permite una determinación directa del factor de seguridad por capacidad de soporte según se detalla en la Figura 2.7.4-6. El uso de estos programas permite considerar la inclinación de la carga, si así deseara, e incorporar fuerzas de inercia para el caso sísmico, lo cual se trata en la sección 2.7.7.

Figura 2.7.4-6: Capacidad de soporte de una fundación en o cerca de un talud



Fuente: Archivos Propios

Manteniendo B* se incrementa Pvmax en (a) de la Figura 2.7.4-6 y Pvmax, Pvmin en (b) de la Figura 2.7.4-6, hasta que el factor de seguridad en la superficie crítica alcanza la unidad. En ese momento se define Pvh y el factor de seguridad por capacidad de soporte como:

$$F = \frac{P_{vh}}{P_{v\,\max}} \qquad (2\text{-}251)$$

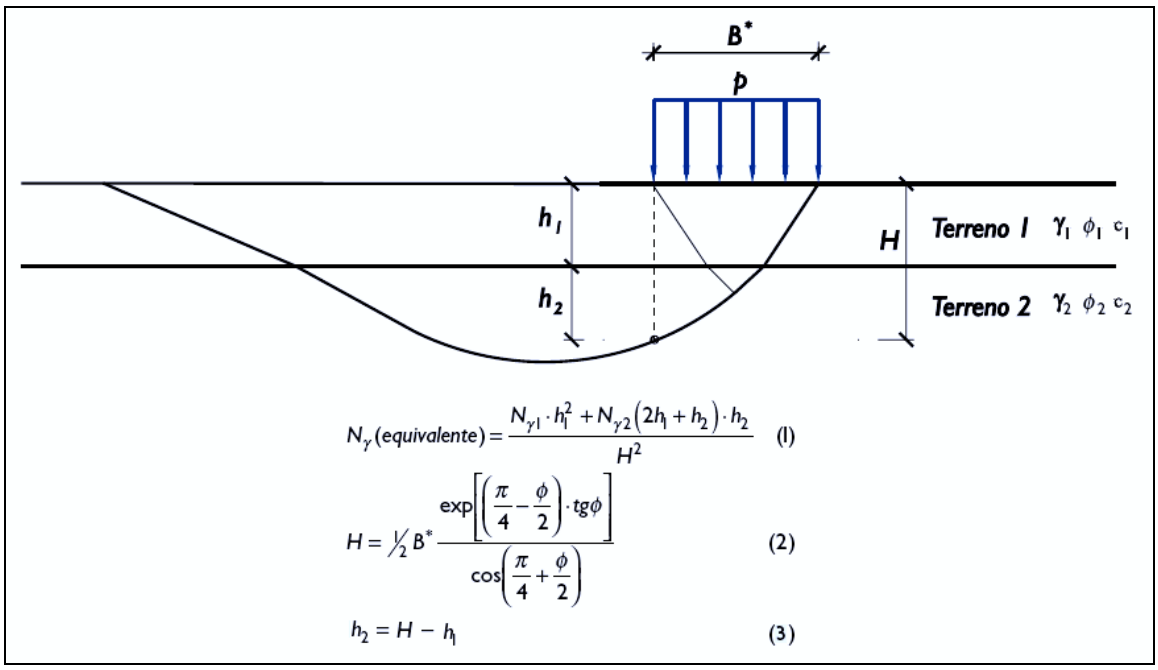
Tanto en (a) como en (b) de la Figura 2.7.4-6, la presión Pvmax corresponde a la obtenida con las cargas de servicio que actúan sobre la fundación.

Para el caso sísmico se deben incluir las fuerzas de inercia del suelo y el corte basal sísmico de servicio a nivel de sello de fundación.

2.7.4.4.7.3 FUNDACIONES SUPERFICIALES SOBRE TERRENO HETEROGÉNEO (ROM 3.5.4.8.3)

En las fundaciones superficiales de obras marítimas y portuarias se presenta con relativa frecuencia una situación similar a la indicada en la Figura 2.7.4-7, en la cual la fundación se apoya directamente sobre un material competente que, a su vez, descansa sobre un suelo de menor resistencia.

Figura 2.7.4-7: Solución aproximada en terrenos heterogéneos



$$N_\gamma(equivalente) = \frac{N_{\gamma 1}\cdot h_1^2 + N_{\gamma 2}\left(2h_1 + h_2\right)\cdot h_2}{H^2} \quad (1)$$

$$H = \tfrac{1}{2} B^* \frac{\exp\left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\cdot tg\phi\right]}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2)$$

$$h_2 = H - h_1 \quad (3)$$

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

El ángulo ϕ a utilizar en la ecuación (2) es el presentado en la Tabla 2.7.4-6, correspondiente al valor de N_γ obtenido en la ecuación (1). Su determinación requiere un cálculo iterativo.

El cálculo de la capacidad de soporte en estos casos es complicado y, por ese motivo, si el tema resultase crítico, debe recurrirse a un cálculo numérico específico, pues no existen soluciones analíticas que resuelvan este problema de un modo general.

Para aquellos casos en los que no se requiera gran precisión, se puede asimilar el terreno heterogéneo a otro homogéneo tomando como factor de capacidad de carga N_γ el indicado en la Figura 2.7.4-7.

Esa forma de interpolación es adecuada siempre y cuando el ángulo de rozamiento del terreno superior sea mayor que el del terreno inferior.

Para promediar la cohesión y el peso unitario que pudieran existir y, siempre que estos parámetros no sean de gran influencia en el resultado, se pueden utilizar las siguientes expresiones aproximadas.

$$c_{equivalente} = \frac{c_1 \cdot h_1 + c_2 \cdot h_2}{H}$$
$$\gamma_{equivalente} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{H} \qquad (2\text{-}252)$$

Para cálculos de camas de enrocado granulares sobre suelos blandos, se puede utilizar lo antes mencionado en esta sección para evaluar la capacidad de soporte en condiciones drenadas. Para analizar la capacidad de soporte sin drenaje, se tendrá en cuenta lo indicado en la sección que sigue.

2.7.4.4.7.4 FUNDACIONES EN CAMA DE ENROCADO SOBRE SUELOS COHESIVOS (ROM 3.5.4.8.4)

Corresponde a fundaciones apoyadas sobre un estrato, natural o de relleno (cama de enrocado), conformado por un granular compacto que yace sobre un depósito de suelo cohesivo.

Manteniendo separados los análisis de la carga vertical y horizontal, la expresión de la capacidad de soporte es:

$$P_{vh} = 5{,}3 \cdot S_{u,nd} + q'_e - \gamma \cdot H_e + 6(\tan\phi_e)^3 \cdot (\gamma \cdot H + 2q'_e)\frac{H_e}{B^*} \qquad (2\text{-}253)$$

Donde:

P_{vh} : Presión efectiva vertical que, aplicada sobre la cama de enrocado, produciría la falla por capacidad de soporte

q'_e : Sobrecarga efectiva sobre la cama de enrocado en el nivel del sello de fundación

γ : Peso unitario de la cama de enrocado (sumergido bajo la napa)

H_e : Espesor de la cama de enrocado

ϕ_e : Ángulo de fricción de la cama de enrocado

$S_{u,nd}$: Resistencia no drenada del suelo cohesivo existente bajo la cama de enrocado a una profundidad bajo el nivel de fundación igual a $H + B^*$

B^* : Ancho en compresión de la fundación apoyada sobre la cama de enrocado

Si la resistencia $S_{u,nd}$ se obtiene a través de ensayos de laboratorio, normalmente se define una relación del tipo:

$$S_{u,nd} = \lambda \cdot \sigma_c' \qquad (2\text{-}254)$$

En que la tensión σ_c' representa la presión efectiva de confinamiento isotrópico aplicada a la probeta. A la profundidad $H + B^*$ bajo el nivel de fundación y antes de cargar la cama de enrocado, la presión se obtiene como:

$$\sigma_c' = \sigma_{v0}' \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot K_0}{3}\right) \qquad (2\text{-}255)$$

Donde:

σ_{vo}' : Presión efectiva vertical a la profundidad $H + B^*$ bajo el sello de fundación antes de cargar la cama de enrocado

K_0 : Coeficiente de reposo

: $\begin{cases} 1-\text{sen}\phi_c & \text{suelo cohesivo normalmente consolidado} \\ (1-\text{sen}\phi_c)\cdot RCP^{0,5} & \text{suelo cohesivo con una razón de preconsolidación } RCP \end{cases}$

ϕ_c : Ángulo de fricción del suelo cohesivo bajo la cama de enrocado

Es costumbre emplear una expresión para P_{vh} basada en la disminución de la presión aplicada entre el sello de fundación y el inicio del suelo cohesivo. Ello se basa en una repartición de la carga definida por planos 1:2 (H:V) que parten de los bordes del ancho B^* de la fundación. En este caso, se obtiene una expresión que entrega valores de P_{vh} relativamente similares a los obtenidos con la formulación anterior en tanto $H/B^* \leq 1$.

$$P_{vh} = (5{,}3 \cdot S_u + q)\left(1 + \frac{H}{B^*}\right) \qquad \text{(2-256)}$$

2.7.4.4.8 SEGURIDAD CON RESPECTO A LA FALLA POR CAPACIDAD DE SOPORTE (ROM 3.5.4.9)

Los factores de seguridad mínimos utilizados en Chile son:

F = 3,0 Cargas estáticas permanentes

F = 2,0 Cargas permanentes más sísmica

F = 1,1 Si la carga sísmica se obtiene con la aceleración máxima para el sitio definida por la Norma NCh 433.

2.7.4.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (ROM 3.5.5)

2.7.4.5.1 CONSIDERACIONES PREVIAS (ROM 3.5.5.1)

Este modo de falla tiene más importancia en las fundaciones de estructuras de contención de tierras u oleaje y, por eso, en los acápites relacionados con estructuras de contención de empuje de tierras y tipología de obras, se harán algunas consideraciones complementarias.

En cualquier caso, toda fundación superficial, si no está arriostrada, el conjunto de fundaciones arriostradas entre sí deben cumplir los criterios de estabilidad al deslizamiento descritos a continuación.

2.7.4.5.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO (ROM 3.5.5.2)

En este acápite se considera, únicamente, el caso más común de fundaciones establecidas sobre planos horizontales.

En estos casos, la fuerza horizontal que es capaz de hacer deslizar la fundación sobre su sello de apoyo con el terreno se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$H_{rotura} = V \cdot \tan\phi_c' + a_f \cdot S_{sf} + E_{p,D} \qquad (2\text{-}257)$$

Donde:

H_{rotura} : Carga horizontal que produce la rotura

V : Carga vertical efectiva

ϕ_c' : Ángulo de rozamiento del contacto de la fundación con el terreno

a_f : Adhesión en el contacto de la fundación con el terreno

S_{sf} : Superficie en contacto suelo – fundación (Ejemplo: $B^* \cdot L^*$)

$E_{p,D}$: Empuje pasivo en la profundidad D (cara frontal que se opone al deslizamiento)

Lo habitual es no considerar el término $E_{p,D}$ salvo situaciones en las que sean aceptables desplazamientos horizontales importantes o cuando existan muros de subterráneo.

En la zona próxima al contacto de la fundación con el terreno, es difícil evitar cierto remoldeo del terreno, particularmente cuando el agua está próxima a la excavación, por ese motivo, es frecuente y recomendable suponer que el contacto de la fundación con el terreno tiene un comportamiento similar al de un terreno remoldeado. Sin embargo, en estos casos se procede a un zampeado para incrustar grava en el sello de fundación.

En tanto se hormigone contra el suelo, los parámetros a y ϕ_c del suelo en contacto con el nivel de fundación se define como sigue:

Tabla 2.7.4-9: Parámetros *a* y ϕ_c del suelo en contacto con el nivel de fundación

Solicitación permanente a largo plazo	Suelo granular	$\phi_c = \phi_g$
	Suelo cohesivo saturado	$\phi_c = \phi_g$ $a = c$
	Relleno de mejoramiento (granular compactado sobre suelo cohesivo)	$\phi_c = 0{,}95\phi_g$
Solicitación permanente a corto plazo (término de construcción)	Suelo granular	$\phi_c = \phi_g$
	Relleno granular de mejoramiento	$\phi_c = 0{,}95\phi_g$
	Suelo cohesivo saturado	$a = S_{uo}$ $\phi_c = 0$
Sismo que se considera actuando con el suelo cohesivo ya consolidado por el peso de la estructura	Suelo cohesivo saturado	$a = S_u$ $\phi_c = 0$

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

c : Cohesión

ϕ_g : Angulo de fricción del granular, del suelo cohesivo o del relleno compactado de mejoramiento

S_{uo} : Resistencia no drenada para el grado de consolidación debido al peso de la estructura al término de construcción. Si se implanta drenaje en el sello de fundación $S_{uo} = S_u$

S_u : Resistencia no drenada para un grado de consolidación del 100% debida al peso de la estructura

De no existir napa en el nivel de fundación, para un apoyo en suelo cohesivo tanto a largo plazo, corto plazo o con sismo:

$$a = c$$
$$\phi_c = \phi_g \qquad (2\text{-}258)$$

Para el caso sísmico, si el momento volcante sísmico puede actuar en reversa se reduce el área de contacto S ya que las deformaciones del suelo no se recuperan totalmente. Por tal motivo se recomienda considerar el 50% del área S_{sf}.

En los muelles de gravedad formados por bloques de hormigón es necesario comprobar el posible deslizamiento a lo largo de planos de contacto hormigón-hormigón. Si el ángulo de rozamiento en cuestión resultase crítico, será necesario hacer ensayos especiales para determinarlo o consultar la bibliografía técnica para situaciones parecidas. De otra forma, los contactos entre hormigones prefabricados se supondrán con un ángulo de rozamiento $\phi_c = 35°$ ($\mu = \tan\phi_c = 0{,}7$).

En fundaciones de hormigón prefabricado sobre escolleras, cabe el mismo comentario anterior; el conocimiento de este dato específico del rozamiento del hormigón con las camas de enrocado de enrase en cada obra es un aspecto esencial del proyecto. Para obras de poca importancia y cuando el problema de deslizamiento no resulte crítico, se podrá suponer que el ángulo de rozamiento para el cálculo de la seguridad al deslizamiento, a falta de información específica, será $\phi_c = 32°$ ($\mu = \tan\phi_c = 0{,}625$).

En fundaciones de hormigón in situ sobre escollera, también sujetas al mismo comentario sobre el interés y la conveniencia de estudios específicos, se puede suponer, a falta de información, $\phi_c = 40°$ ($\mu = \tan\phi_c = 0{,}84$).

En los tres casos comentados en los párrafos precedentes, el término de adhesión o cohesión se considerará nulo.

Son excepción a este procedimiento de cálculo, aquellas fundaciones en las que la seguridad al deslizamiento resulta crítica y en los que se hagan disposiciones de proyecto especiales para aumentar la seguridad. En esos casos, el procedimiento de cálculo para

verificarla habrá de establecerse específicamente, teniendo en cuenta los principios y filosofía que se indican en este acápite.

2.7.4.6 SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (ROM 3.5.5.3)

$$F = \frac{\sum Solicitaciones.resistentes}{\sum Solicitaciones.actuantes} = \frac{H_{rotura}}{H_{hz}} \qquad (2\text{-}259)$$

Donde:

H_{hz} : Carga horizontal actuante

H_{rotura} : Carga horizontal que produce la rotura

De acuerdo a la práctica chilena los factores de seguridad mínimos utilizados son:

F = 1,5 Cargas estáticas permanentes

F = 1,3 Carga permanente más sismo

F = 1, Si la carga sísmica se obtiene con la aceleración máxima para el sitio definida por la Norma NCh-433.

Para la fundación de un muro de contención salvo condición en contrario, se acepta que se produzcan desplazamientos sísmicos horizontales en el nivel de fundación. En estos casos, el Manual de Carreteras del MOP acepta F = 1,1 para una aceleración de diseño igual al 50% de la aceleración máxima.

2.7.4.7 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VOLCAMIENTO (ROM 3.5.6)

El volcamiento es más típico en fundaciones corridas, especialmente en estructuras de contención, tales como, muros y muelles de gravedad, entre otros.

Aparte de las consideraciones específicas que se indican más adelante, la verificación de la seguridad al volcamiento debe realizarse en todos aquellos casos en los que por la tipología de la fundación (por ejemplo, zapatas corridas sin arriostramiento), o la naturaleza del terreno (por ejemplo, fundaciones muy excéntricas sobre roca), el volcamiento sea más probable.

Para verificar la seguridad frente al volcamiento han de considerarse dos modos de falla diferentes.

- Volcamiento rígido: Corresponde a un estado límite último, de pérdida de equilibrio.
- Volcamiento plástico: Está condicionado de manera esencial por las características del terreno. Por ese motivo, se trata de un estado límite último de tipo geotécnico.

2.7.4.7.1 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (ROM 3.5.6.1)

En este caso, para simplificar el problema, se supone que el terreno es infinitamente resistente y la estructura de la fundación también, de manera que se pudiera producir un giro de la fundación como sólido rígido respecto a una arista del área de apoyo en fundaciones rectangulares o a un punto del perímetro de una fundación circular.

El factor de seguridad al volcamiento se define como:

$$F = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{solicitantes}} \qquad (2\text{-}260)$$

Donde

M : Momento volcante con respecto a la arista o punto de giro potencial elegida

Los valores usuales en Chile son: $F \geq \begin{cases} 1{,}5 & \text{Para cargas estáticas y permanentes} \\ 1{,}1 \cdot F_d & \text{Para cargas sísmicas} \end{cases}$

Donde:

F_d : Factor de seguridad al deslizamiento para la condición sísmica

Si F_d resultara muy elevado, bastará que F, para la consideración sísmica, verifique ser ≥ 1,0 al utilizar la aceleración máxima para el sitio definida por la norma NCh 433.

2.7.4.7.2 PLASTIFICACIÓN DEL SUELO POR VOLCAMIENTO (ROM 3.5.6.2)

Está orientado a determinar la carga horizontal, aplicada a cierta altura sobre el sello de fundación, requerida para alcanzar la presión de falla P_{vh}. Este volcamiento se genera para condiciones extremas en las cuales el área en compresión es una fracción pequeña del área total de la fundación con lo cual se reduce en forma importante la capacidad de soporte.

En diseños adecuados, no tiene sentido la verificación de volcamiento plástico, siendo de utilidad en ingeniería forense para explicar giros importantes en fundaciones existentes. En efecto, para acotar los giros de fundación, en la siguiente tabla se establecen los porcentajes mínimos de área en compresión con respecto al área total de fundación, verificados para el sentido de aplicación más desfavorable del momento volcante.

Tabla 2.7.4-10: Porcentaje mínimo de área de compresión

Suelos	Porcentaje (%)
Roca sana	50
Roca meteorizada y gravas arenosas densas	60
Arenas densas y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada ≥ 150 kPa (≥ 1,53 kgf/cm^2) para la condición más desfavorable de humedad	70
Gravas y arenas de compacidad media y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada < 150 MPa (1.530 kgf/cm^2) para la condición más desfavorable de humedad.	80

Fuente: Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas

De esta tabla, se desprende que el porcentaje mínimo de área en compresión es de 50%, para el cual el factor de seguridad al volcamiento es F = 1,5. En consecuencia, los diseños que respeten el contenido de la Tabla 2.7.4-10 cumplirán automáticamente con los factores de seguridad al volcamiento establecidos en la sección 2.7.4.7.1.

2.7.4.8 ASENTAMIENTOS Y OTROS MOVIMIENTOS DE LAS FUNDACIONES (ROM 3.5.7)

2.7.4.8.1 ZAPATAS AISLADAS (ROM 3.5.7.1)

2.7.4.8.1.1 SUELOS GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS NO SATURADOS

Los resortes de interacción suelo-fundación se definen con el módulo de Poisson υ = 0,30 y con el módulo de deformación E del suelo de apoyo.

2.7.4.8.1.2 COHESIVOS SATURADOS

Para apoyo en suelos cohesivos saturados, sometidos a cargas estáticas, se generan, en primer lugar, deformaciones no drenadas o instantáneas. Se determinan con υ = 0,5 y con el módulo de deformación no drenado, E_u, obtenido mediante ensayos con carga no drenada. En forma aproximada $E_u \approx 2E$, en que E se obtiene de ensayos con carga drenada y viceversa, $E = 0{,}5\ E_u$.

Las deformaciones a largo plazo generadas por las cargas permanentes estáticas se estiman con υ = 0,3 y el módulo E para carga drenada que incluye tanto las deformaciones instantáneas, como las de largo plazo por consolidación. Por ejemplo, mediante un triaxial con carga controlada se determina E_u y E con lo cual es posible obtener el módulo de deformación por consolidación E_c:

$$E_c = \frac{\alpha}{\alpha - 1} \cdot E$$
$$\alpha = \frac{E_u}{E} > 1 \qquad (2\text{-}261)$$

2.7.4.8.1.3 CONSTANTES DE BALASTO

Vertical:

$$k_v = \frac{E}{(1-v^2)\cdot B^* I_\rho} \tag{2-262}$$

Donde

I_p : Depende la geometría de la fundación

$$: \begin{cases} 0{,}88 & \text{Fundaciones cuadradas} \\ 0{,}79 & \text{Fundaciones circulares} \\ \dfrac{1{,}32}{1+0{,}5\dfrac{B^*}{L^*}} & \text{Fundaciones rectangulares } L^* > B^* \end{cases}$$

El giro se determina con la constante de balasto:

$$k_\theta = 2k_v \tag{2-263}$$

Horizontal:

$$k_H = \frac{E}{\sqrt{B^* \cdot L^*}} \tag{2-264}$$

En suelos cohesivos saturados υ = 0,5, $E = E_u$ o υ = 0,3, $E = E_c$ según se trate de determinar el desplazamiento instantáneo o el generado a largo plazo por consolidación, respectivamente.

Para la componente sísmica de la solicitación, la constante de balasto se obtiene multiplicando por 3,0 las constantes de balasto para cargas estáticas, salvo que se trate

de arenas sueltas saturadas que se licuen, en cuyo caso extremo se anulará la constante de balasto. En el caso de suelos cohesivos saturados se multiplica por 3,0 la constante de balasto estática obtenida con $E = E_u$. Respecto a esto último, se debe tener en cuenta cuando el problema lo amerite, que el módulo E_u de suelos blandos, una vez aplicada la carga sísmica, puede disminuir en hasta un 60%. La restitución de la rigidez toma un cierto tiempo.

2.7.4.8.1.4 RESORTES DE INTERACCIÓN

Los resortes de interacción se ilustran en la Figura 2.7.4-8:

$$\begin{aligned} K_v &= k_v \cdot S && \text{Vertical} \\ K_\theta &= k_\theta \cdot I && \text{Giro} \\ K_h &= k_h\, S && \text{Horizontal} \end{aligned} \qquad (2\text{-}265)$$

Donde:

S : Área $B^* \cdot L^*$ en contacto con el suelo

I_S : Momento de inercia del área S con respecto al eje de giro que pasa por el centro de gravedad del área en contacto con el suelo.

Los resortes se ubicarán en el centro de gravedad del área S. Salvo estructuraciones muy especiales, se ignorará la restricción lateral del suelo sobre la zona enterrada de la fundación.

2.7.4.8.1.5 MÓDULO DE DEFORMACIÓN

El módulo de deformación normalmente varía con la presión de confinamiento efectiva media antes de aplicar la carga, es decir varía con la profundidad:

$$\begin{aligned} E_u &= \beta_u \cdot \sigma_c' \\ E &= \chi \cdot (\sigma_c')^n \end{aligned} \qquad (2\text{-}266)$$

Sean estas o cualquier otra la ley de variación, la presión efectiva σ_c' se expresa como:

$$\sigma_c' = \sigma_{v0}' \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \qquad (2\text{-}267)$$

Donde:

σ_{vo}' : Presión efectiva vertical a la profundidad $D + B^*$ bajo el sello de fundación.

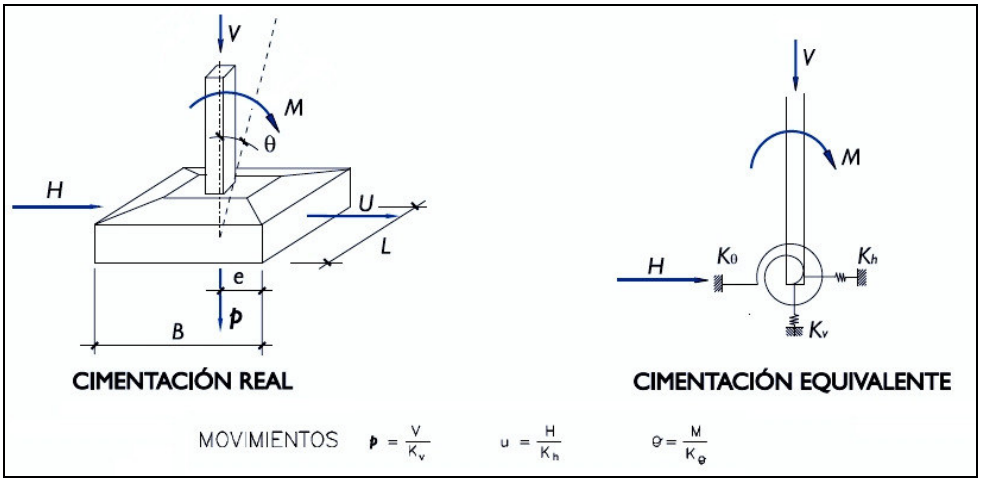
D : Profundidad del sello de fundación

K_0 : Coeficiente de reposo que depende del ángulo de fricción del suelo de apoyo y de su razón de preconsolidación según se indica en la sección 2.7.4.4.7.4

2.7.4.8.1.6 SITUACIONES COMPLEJAS

Los casos en que el espesor del estrato compresible es inferior a $2B^*$ o cuando existen estratos con diferentes propiedades de rigidez se deberá consultar la literatura especializada. En su remplazo se podrán utilizar programas de computación en base a elementos finitos elaborados especialmente para solucionar problemas geotécnicos de asentamientos y otros.

Figura 2.7.4-8: Movimiento de zapatas corridas rígidas y constantes de resorte para cálculos de interacción suelo-estructura



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.4.8.2 FUNDACIONES CORRIDAS (ROM 3.5.7.2)

Las fundaciones rígidas se tratarán apoyándolas sobre una cama de resortes definidos en la sección 2.7.4.8.1. Para el caso de fundaciones flexibles, su solución corresponde a la de una viga en medio elástico representado por la constante vertical kv, definida en el acápite 2.7.4.8.1 para una fundación con $L >> B$, es decir, para $I_\rho = 1{,}32$.

2.7.4.8.3 ASENTAMIENTOS DE LOSAS Y CARGAS EXTENSAS (ROM 3.5.7.3)

Para losas rígidas se utilizará un apoyo sobre resortes calculados con la constante de balasto k_v obtenida con la expresión establecida en el acápite 2.7.4.8.1. En este caso, dado que B^* puede ser grande, deben conocerse las características del suelo en profundidad ya que incluso, puede ocurrir que a profundidades menores a $D+2B^*$, exista una formación muy rígida que acote el desarrollo del campo de presiones.

La condición de losa rígida debe verificar:

$$\lambda \cdot L_{II} \leq 1{,}0$$
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_v}{8 \cdot E_L \cdot I_1}} \qquad (2\text{-}268)$$

Donde:

L_{II} : Distancia libre menor entre dos muros de un paño de losa, o mayor distancia libre entre dos columnas contiguas en tanto sus cargas axiales no difieran en más de 50%

E_L : Módulo de deformación del material constitutivo de la losa

I_1 : Momento de inercia de la sección de la losa por unidad de longitud

Para un análisis aproximado de losas flexibles, se utilizará la constante de balasto kv obtenida como si la losa fuera rígida. De este análisis se pueden identificar las dimensiones de los sectores con mayor asentamiento con las cuales definir B* y L* y, por lo tanto, una nueva constante de balasto. El proceso se repite según la precisión que se quiera obtener, pero en general ello no es necesario.

2.7.4.8.4 ASENTAMIENTOS ADMISIBLES (ROM 3.5.7.4)

Los movimientos que experimenta una fundación comienzan a producirse tan pronto se inicia la construcción.

Por otro lado, con la estructura construida, se pueden producir movimientos no sólo por las oscilaciones de las cargas de utilización y por el fenómeno de creep del suelo, sino también por otras causas externas, tales como, variaciones del nivel freático, actividad de construcción próxima (excavaciones, relleno, acopios) o incluso vibraciones, ya sean debidas a la actividad de la construcción, de la explotación o incluso debidas a efectos sísmicos. El juicio del ingeniero es, en este caso particular, importante para estimar los movimientos que pueden afectar a la estructura.

Las fórmulas establecidas en las secciones anteriores son aplicables al estudio de los movimientos que provocan en ciertas geometrías de fundación, la aplicación de algunas cargas. El ingeniero debe investigar qué cargas son las que provocan los movimientos que pueden afectar a la estructura o, en términos más generales, a la solución del proyecto y cuál es la amplitud de los movimientos que se pueden admitir.

En esta sección, se pretende dar cierta ayuda en la evaluación de los movimientos límites o movimientos máximos admisibles.

Los movimientos admisibles dependen del tipo de estructura y pueden ser desde muy pequeños, del orden de milímetros en fundaciones de equipos sensibles, hasta muy grandes, de varios centímetros e incluso decímetros, cuando se habla por ejemplo de asentamientos de muelles de bloques.

El movimiento diferencial entre dos partes de una estructura es el que puede introducir esfuerzos que la dañen y ese movimiento diferencial será una fracción del movimiento total. Se llama distorsión angular al cociente entre el movimiento diferencial y la distancia entre los puntos que se produce. Las estructuras normales de hormigón y acero pueden soportar distorsiones del orden de 1/150 como máximo; esa tolerancia puede ser hasta sólo la mitad (1/300) si incluyen muros susceptibles de agrietarse.

En estructuras de edificación normales, es común limitar las distorsiones angulares a 1/500.

En cuanto a giros de la fundación, los valores admisibles pueden ser muy variados, aunque se consideran límites los siguientes valores:

- Muros y estructuras de contención: Inclinación máxima admisible 0,6%.

- Estructuras isostáticas de hormigón o de acero, tanques de almacenamiento de acero: 0,4%.
- Estructuras hiperestáticas de hormigón o de acero, edificios normales de estructura de hormigón armado: 0,2%.
- Estructuras de soporte de maquinaria sensible a los movimientos: 0,1%.

En cuanto a asentamientos máximos, la limitación más usual, aparte de la relativa a las posibles distorsiones angulares, es de 2,5 cm en fundaciones aisladas y de hasta 5 cm en losas de fundación.

Los movimientos límites correspondientes a cada proyecto deben definirse mediante un procedimiento razonado para cada caso concreto. Los valores límites admisibles que se mencionan aquí deben considerarse únicamente como orientativos.

2.7.4.9 CONSIDERACIONES SOBRE EL PROYECTO ESTRUCTURAL (ROM 3.5.8)

La parte de la estructura en contacto con el terreno debe proyectarse como otro elemento estructural más.

En los cálculos de verificación de esa estructura, las reacciones del terreno que se obtienen de los cálculos geotécnicos descritos en los puntos precedentes deben ser consideradas como acciones de las tierras contra la estructura.

Estas acciones del terreno tendrán el mismo carácter que la acción externa que las causa.

Dado que los procedimientos de verificación de la seguridad en los cálculos estructurales exigen otra consideración de las acciones, se recomienda realizar cálculos geotécnicos complementarios para estimar las reacciones del terreno ante las situaciones de proyecto planteadas en los cálculos estructurales, al verificar los Estados Límite Últimos y de Servicio en la fundación.

2.7.5 FUNDACIONES PROFUNDAS (ROM 3.6)

Para las fundaciones profundas, se utilizarán como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.5.1 ASPECTOS GENERALES (ROM 3.6.1)

La presencia de suelos poco resistentes cerca de la superficie del terreno es una razón, entre otras, que puede obligar a transferir las cargas a cierta profundidad. Uno de los procedimientos más habituales para establecer fundaciones profundas es el pilotaje y de él se tratará en esta sección.

El presente documento no cubre todos los aspectos que puedan aparecer y que deben contemplarse en el proyecto de fundaciones profundas. Tratando de aminorar esa falta, se han incluido ciertas consideraciones de índole general al hablar de los Estados Límite Últimos y de los Estados Límite de Servicio.

2.7.5.1.1 TIPOS DE TERRENO (ROM 3.6.1.1)

A efectos de las comprobaciones y cálculos a realizar en fundaciones profundas piloteadas, se distinguen tres tipos fundamentales de terreno: las rocas, los suelos granulares y los suelos cohesivos.

Frecuentemente, el tipo de terreno que pueda aparecer en un determinado emplazamiento será heterogéneo, por lo cual requerirá una clasificación por zonas. En los casos de terrenos de transición difícilmente clasificables en una u otra categoría, el ingeniero deberá hacer sus comprobaciones tal como aquí se indica, con varias hipótesis de clasificación y adoptar, como resultados de sus análisis, los correspondientes a la hipótesis más conservadora.

Las definiciones de estas tres categorías de terrenos, así como los datos necesarios para el estudio de un pilotaje se mencionan a continuación:

2.7.5.1.1.1 ROCA

A los efectos del estudio de los pilotajes, se considerará como rocas a aquellos terrenos que:

- En sondajes realizados a rotación permitan recuperar más del 50% del testigo.
- La resistencia a compresión simple de los testigos sanos (matriz entre grietas o diaclasas) supere sistemáticamente la carga de 1 MPa (10,2 kgf/cm^2).
- Los agregados minerales que las forman son estables en el tiempo, sin cambios sustanciales durante la vida útil de la obra.

Dentro de esta categoría, podrían quedar incluidas algunas arcillas preconsolidadas y podrían quedar excluidas las rocas muy alteradas o muy diaclasadas.

Para el estudio de fundaciones en roca es necesario conocer la topografía del fondo rocoso, su naturaleza, describir su diaclasamiento, su grado de alteración y la resistencia a compresión simple de su matriz.

Además, si por la índole del proyecto se requieren estudios de deformaciones de la fundación, sería necesario conocer los módulos de deformación de la roca.

2.7.5.1.1.2 SUELOS GRANULARES

Se definen como suelos granulares aquéllos que no tienen cohesión. Además, se supondrá que tienen una permeabilidad apreciable, de manera que los procesos de variación de presiones intersticiales en su interior ocurren en plazos insignificantes comparados con los de aplicación de las cargas de fundación. La permeabilidad mínima para esta clasificación es de 10^{-4} a 10^{-5} cm/s.

Dentro de este grupo de suelos granulares quedarían comprendidas las arenas y las gravas, aun con contenidos de finos limosos apreciables, del orden del 15% como máximo, así como algunas rocas muy fracturadas o alteradas, siempre que el producto de su alteración no sea arcilloso y dé al conjunto cohesión apreciable e impermeabilidad.

Los datos necesarios para el estudio de Estados Límite Últimos de pilotajes en suelos granulares son, además de la descripción de su naturaleza a través de ensayos de identificación y densidad, alguno de los siguientes relativos a su resistencia:

- Ángulo de rozamiento
- Resistencia en el ensayo SPT
- Resistencia en ensayos penetrométricos estáticos continuos
- Otros ensayos que definan la resistencia al corte

En proyectos de importancia será conveniente obtener esta información de la resistencia del terreno por más de un procedimiento.

Además, para realizar los estudios de movimientos, normalmente asociados a los Estados Límite de Servicio, es preciso conocer la deformabilidad de los suelos granulares. El módulo de deformación de los suelos granulares suele ser creciente con la profundidad y, por eso, su definición por lo general no se hace con un sólo número, sino con un gráfico de variación del módulo con la profundidad.

2.7.5.1.1.3 SUELOS COHESIVOS

Para fundaciones profundas, se entiende como suelos cohesivos aquellos terrenos que tienen cohesión, siempre que su resistencia a compresión simple sea inferior a 1 MPa (10,2 kgf/cm^2) y que sean suficientemente impermeables como para no ser clasificables como granulares.

Para el estudio de fundaciones piloteadas en suelos cohesivos es preciso conocer, además de su naturaleza, a través de ensayos de identificación, y densidad, algún dato de su resistencia, tanto a corto plazo (o resistencia al corte sin drenaje) como a largo plazo (o resistencia al corte con drenaje), así como algún dato de su deformabilidad.

2.7.5.1.2 TIPOS DE PILOTES (ROM 3.6.1.2)

Los pilotes pueden clasificarse con diversos criterios según el aspecto que interese. Para los efectos de las recomendaciones de este documento, conviene distinguir los pilotes según el procedimiento de ejecución**:**

- Pilotes hincados o de desplazamiento: La característica fundamental estriba en la compactación de los suelos del entorno que su ejecución puede inducir, ya que el

pilote se introduce sin hacer excavaciones previas que faciliten su alojamiento en el terreno.

- Pilotes excavados o perforados hormigonados in situ: Son aquéllos que se construyen en excavaciones previas realizadas en el terreno.

Pueden existir pilotes de carácter intermedio entre los dos anteriores, tales como los hincados en pre excavaciones parciales de menor tamaño que el pilote. Así deben considerarse, también, los pilotes hincados con ayuda de lanzas de agua.

Se distinguirán los pilotes de hormigón de los metálicos y de madera, ya que el rozamiento de las tierras con estos materiales puede ser diferente.

La forma de los pilotes, ya sea, circulares, anulares, tubulares, cuadrados, perfiles en H, etc. tiene cierta importancia en cuanto al procedimiento de evaluación de su capacidad de soporte. En particular, es de importancia la forma de la punta en los pilotes hincados (azuches) cuando la hinca se lleva hasta entrar en roca o en un estrato resistente.

2.7.5.2 MODOS DE FALLA MÁS USUALES (ROM 3.6.2)

2.7.5.2.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ROM 3.6.2.1)

2.7.5.2.1.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO GEOTÉCNICO (GEO) (ROM 3.6.2.1.1)

Dentro de los Estados Límite Últimos de tipo geotécnico que pueden darse en las fundaciones profundas, deben considerarse los modos de falla que se indican a continuación:

a) Capacidad de soporte: Estado de rotura más clásico. La carga vertical sobre la cabeza del pilote superaría la resistencia del terreno y se producirían asentamientos desproporcionados.

   Sobre los procedimientos de verificación de la seguridad frente a este tipo de falla se hacen recomendaciones en la sección 2.7.5.6.

b) Rotura por arranque: Los pilotes pueden utilizarse para soportar cargas de tracción en su cabeza. Si esa carga excede la resistencia al arranque, el pilote se desconecta del terreno, rompiendo su unión y produciéndose el consiguiente fallo.

Este tipo de mecanismo y su procedimiento de evaluación se consideran en el acápite 2.7.5.7 “Verificación de la Seguridad Frente al Arranque”.

c) Rotura del terreno por cargas transversales: Cuando las cargas horizontales aplicadas en los pilotes producen en el terreno tensiones que éste no puede soportar, se producen deformaciones excesivas o incluso, si el pilote es suficientemente resistente como estructura, el volcamiento del mismo.

d) Estabilidad global: El conjunto de la estructura y su fundación piloteada puede fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que el propio pilote o que, no siendo tan profundo, pudiera cortar los pilotes por su fuste.

   Este tipo de roturas habrá de analizarse mediante los métodos de equilibrio límite descritos para la estabilidad de taludes en la sección 2.7.7.

2.7.5.2.1.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO DE TIPO ESTRUCTURAL (STR) (ROM 3.6.2.1.2)

Dentro de los Estados Límite Últimos de tipo estructural, este documento indica procedimientos adecuados para realizar parte del estudio de los siguientes modos de falla:

a) Capacidad estructural del pilote:

   Las cargas transmitidas al pilotaje en su cabeza inducen esfuerzos en los pilotes que pueden dañar su estructura.

   Los criterios de verificación de la capacidad estructural de los pilotes deben ser iguales que los de otros elementos estructurales, teniendo presente los distintos materiales y las distintas formas de ejecución, que se puedan utilizar en cada proyecto particular.

b) Otros modos de falla estructural

   Aunque no se mencionan en este documento, por considerar que el tema se sale de su alcance, ha de mencionarse que el análisis estructural del pilote es esencial. Deben considerarse los esfuerzos de manipulación, transporte e hinca en los pilotes prefabricados. También es esencial el estudio del pandeo. Y son prioridad del proyecto estructural los estudios de los encepados y tableros a los que se une el pilote, particularmente el estudio del comportamiento de las uniones pilote-estructura.

2.7.5.2.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ROM 3.6.2.2)

Los Estados Límite de Servicio en las fundaciones profundas normalmente están asociados a los movimientos. En ese sentido, son aplicables las ideas indicadas en la sección 2.7.4.3.2 relacionadas con fundaciones superficiales.

Tanto en el proyecto de pilotes aislados como en el de grupos de pilotes deben realizarse comprobaciones en las que entra en juego la resistencia del terreno y su deformabilidad.

En los grupos de pilotes, además, se plantea un problema adicional relativo a la distribución de cargas sobre los pilotes individuales. Este aspecto está íntimamente ligado a la deformabilidad del suelo y aunque el asunto sea de carácter más general, este problema se considera dentro de este conjunto de temas que se ha agrupado en la sección 2.7.4.3.2.

Finalmente, se dan recomendaciones para estimar los esfuerzos que actúan en la parte enterrada de los pilotes, en función de los esfuerzos actuantes al nivel del terreno y de la deformabilidad del mismo.

En este capítulo no se considera, por ser de carácter estructural y específico de cada tipo de obra, el estudio de la fisuración de hormigones de los pilotes. Tampoco se dan recomendaciones específicas sobre el comportamiento dinámico (interacción dinámica suelo-estructura) de estructuras piloteadas.

2.7.5.2.2.1 OTRAS FORMAS DE FALLA DE FUNDACIONES PROFUNDAS (ROM 3.6.2.2.1)

Existen otros modos de falla correspondientes a Estados Límite de Servicio que, aun siendo menos frecuentes, deberán considerarse oportunamente en los proyectos y obras en las que tales problemas sean previsibles. Entre esos modos de falla y sin pretender hacer una relación exhaustiva, se citan las siguientes:

- Fallas o deformaciones excesivas producidas por cambios en la geometría del terreno o de la obra, como erosiones o socavaciones.

- Daños en fundaciones y estructuras ocasionados por vibraciones excesivas debido a la hinca de pilotes. La hinca de pilotes en suelos arcillosos blandos puede y ha originado daños importantes en zonas incluso lejanas, a más de cien metros, del lugar de hinca.

- Pérdidas de durabilidad por ataques del medio ambiente al material del pilote, con la consiguiente merma de capacidad. Merece mención especial el efecto de la corrosión del acero en las zonas batidas por el oleaje, la variación de marea o por las oscilaciones del nivel freático, a pesar de que también se deteriora el hormigón y la madera.

2.7.5.3 DEFINICIÓN DE LOS FACTORES DE PROYECTO (ROM 3.6.3)

2.7.5.3.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA (ROM 3.6.3.1)

Los datos geométricos de más interés para analizar el comportamiento de un pilote aislado son la longitud dentro del terreno y su diámetro o diámetros, si es que éste no fuese constante.

En los grupos de pilotes será necesario conocer su número y su distribución. Se hará mención de la separación entre pilotes *s* como parámetro más indicativo.

La configuración geométrica del subsuelo debe conocerse en toda la profundidad atravesada por los pilotes y también por debajo del nivel de sus puntas. En un pilote individual los efectos de las cargas pueden profundizar bajo la punta poco más allá de cinco veces el diámetro del pilote, pero en el caso de grupos de pilotes esos efectos pueden ser notables hasta profundidades bajo sus puntas de más de 1,5 el ancho del grupo medido en planta.

En pilotes no circulares debe entenderse como diámetro al diámetro del pilote circular de igual perímetro externo o de igual sección transversal, según sea el motivo que obligue a hacer esa equivalencia.

Como caso especial, deben considerarse los pilotes de sección rectangular alargada que suelen realizarse con maquinaria de ejecución de pantallas continuas de hormigón armado, que son de uso relativamente frecuente.

En estos casos y para comprobar la seguridad por capacidad de soporte, la punta puede suponerse con un área equivalente para secciones rectas alargadas, B × L, dada por la siguiente expresión:

$$A_p = 0{,}6B \cdot L + 0{,}4B^2 \qquad (2\text{-}269)$$

Donde

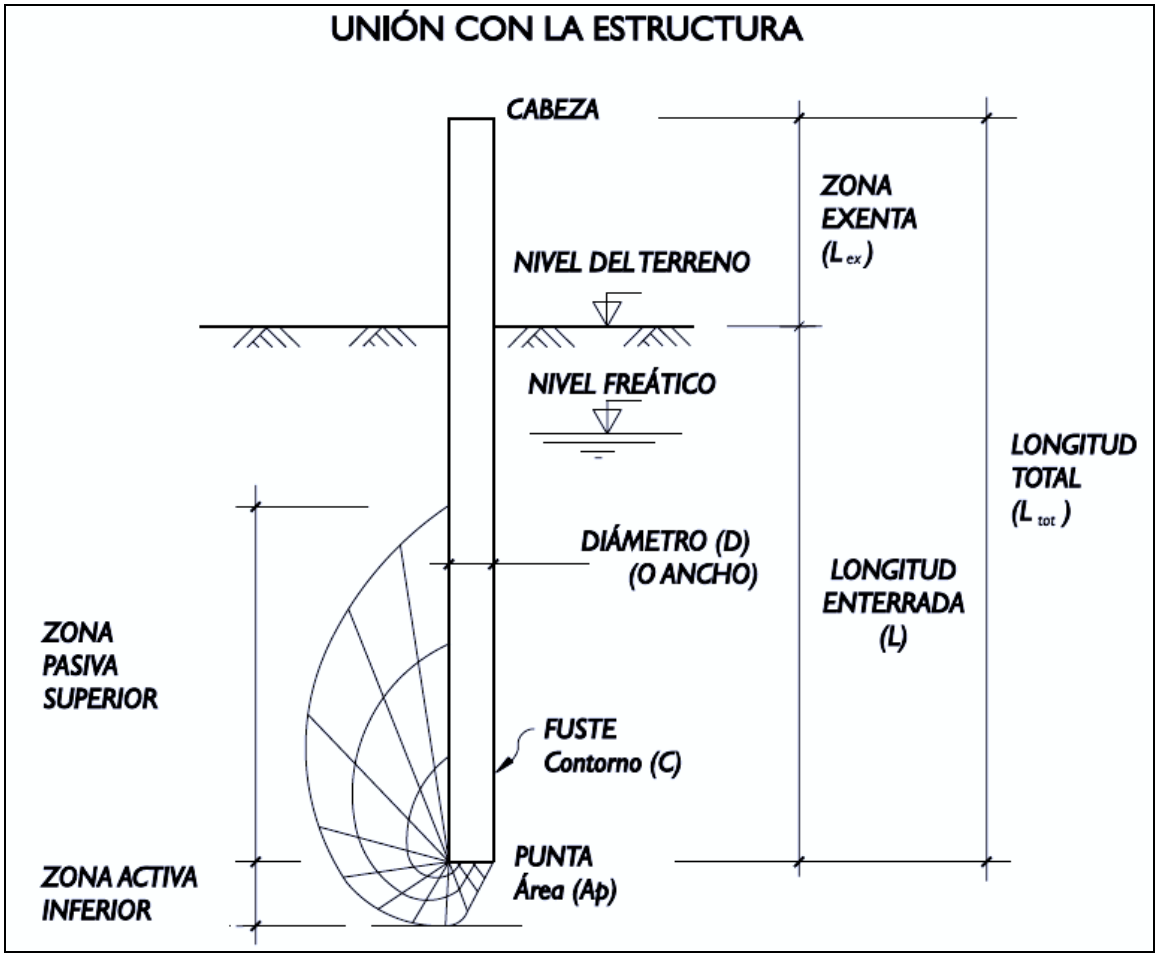
L : Mayor dimensión de la sección recta

En forma similar pueden tratarse los elementos de soporte formados por tablestacas metálicas. La sección transversal de la punta, a efectos del cálculo de la capacidad de soporte, puede considerarse rectangular y con un ancho igual a la distancia horizontal que existe entre los planos verticales que inscriben al tablestacado.

El contorno lateral que debe considerarse para formas no circulares es el correspondiente al polígono de menor longitud de contorno capaz de inscribir la sección recta del pilote.

En la Figura 2.7.5-1 se ilustran algunas de las notaciones que se utilizarán más adelante relativas a la configuración geométrica.

Figura 2.7.5-1: Notaciones relativas a pilote aislado



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En esta figura se indican dos zonas, denominadas activa y pasiva, cerca de la punta del pilote. En esas zonas es donde se rompe el terreno, donde se alcanza la condición de fluencia plástica, durante el proceso de hundimiento vertical. La amplitud de estas zonas depende, principalmente, del ángulo de rozamiento del terreno. A efectos de cálculo, cuando sea necesario, se supondrá que:

- La zona activa inferior afecta hasta una profundidad bajo la punta del pilote igual a:
  - 2D: terrenos cohesivos
  - 3D: terrenos granulares y rocas

- La zona pasiva superior afecta hasta una altura sobre la punta del pilote igual a:
  - 4D: terrenos cohesivos
  - 6D: terrenos granulares y rocas

2.7.5.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO (ROM 3.6.3.2)

Las características del terreno serán descritas mediante parámetros de cálculo deducidos de los ensayos correspondientes. Dependiendo del tipo de terreno serán necesarias unas u otras características, tal como se indicará en cada caso.

Los valores de los parámetros resistentes deben ser la mejor estimación del valor medio.

2.7.5.3.3 ACCIONES (ROM 3.6.3.3)

Cada situación de proyecto estará dirigida a verificar la seguridad frente a un modo de falla no deseado, y quedará definida por datos geométricos, características del terreno y combinaciones de acciones que se comentan a continuación.

Para analizar el estado límite por capacidad de soporte, se considerarán las combinaciones de carga que producen la mayor componente vertical o axial, en general.

Para analizar el modo de falla de rotura del terreno por empuje horizontal se considerarán las combinaciones de carga que produzcan la máxima componente horizontal y/o mayor momento.

Si existieran pilotes en tracción, para evaluar la seguridad frente al arranque, se utilizará la combinación de acciones que produzcan las máximas tracciones.

En el estudio de los esfuerzos en los pilotes, así como en los estudios de interacción suelo-estructura se utilizarán cuantas combinaciones sean necesarias para verificar la capacidad estructural de la fundación y de la estructura.

2.7.5.3.4 EFECTOS PARÁSITOS (ROM 3.6.3.4)

Los pilotes, debido a su interacción con el terreno, pueden quedar sometidos a acciones que deberán sumarse a las que produce la propia estructura a la que sustentan. Estas acciones se denominan aquí efectos parásitos.

Los efectos parásitos que suelen ocurrir con mayor frecuencia son los que se nombran en esta sección. El ingeniero debe considerar su posible ocurrencia en la obra en cuestión y, si procede, evaluar su importancia siguiendo las recomendaciones que aquí se indican.

2.7.5.3.4.1 ROZAMIENTO NEGATIVO (ROM 3.6.3.4.1)

En general, es suficiente una pequeña diferencia de asentamientos para que se produzca la situación de rozamiento negativo; según la experiencia publicada, basta con asentamientos diferenciales del orden de 1 cm para que el rozamiento negativo se desarrolle notablemente.

El rozamiento negativo unitario se debe suponer igual a la resistencia por fuste, según se indica en el acápite 2.7.5.4.

Existen soluciones técnicas, tales como, tratamiento con betunes del fuste de pilotes hincados que reducen notablemente el rozamiento negativo. Si se utiliza alguna de esas técnicas, deberá estimarse el valor del rozamiento negativo unitario correspondiente.

El esfuerzo tangencial R^- es el resultado de integrar el valor del rozamiento negativo unitario, τ^-, a lo largo del contorno del pilote y en una profundidad que va, desde el nivel del terreno si el pilote asoma por sobre ese nivel o desde la cabeza del pilote hasta una profundidad x, que habrá que estimar.

$$R^- = \int_o^x \pi \cdot D_{pe} \cdot \tau^- dz \qquad (2\text{-}270)$$

Donde

D_{pe} : Diámetro del pilote equivalente

Para pilotes que atraviesen suelos blandos apoyados sobre roca, se supondrá que x es igual al espesor del suelo blando en contacto con el fuste del pilote.

Para pilotes flotantes que puedan sufrir asentamientos de cierta importancia y que sólo en contadas ocasiones se utilizan en terrenos que puedan sufrir rozamiento negativo, se puede estimar un valor de *x* menor que la longitud embebida del pilote mediante el procedimiento simplificado que se describe a continuación.

En primer lugar, debe realizarse un cálculo de asentamientos general de la zona, suponiendo que no existen pilotes. Ese cálculo debe incluir no solo la determinación del asentamiento en la superficie sino también a cualquier profundidad.

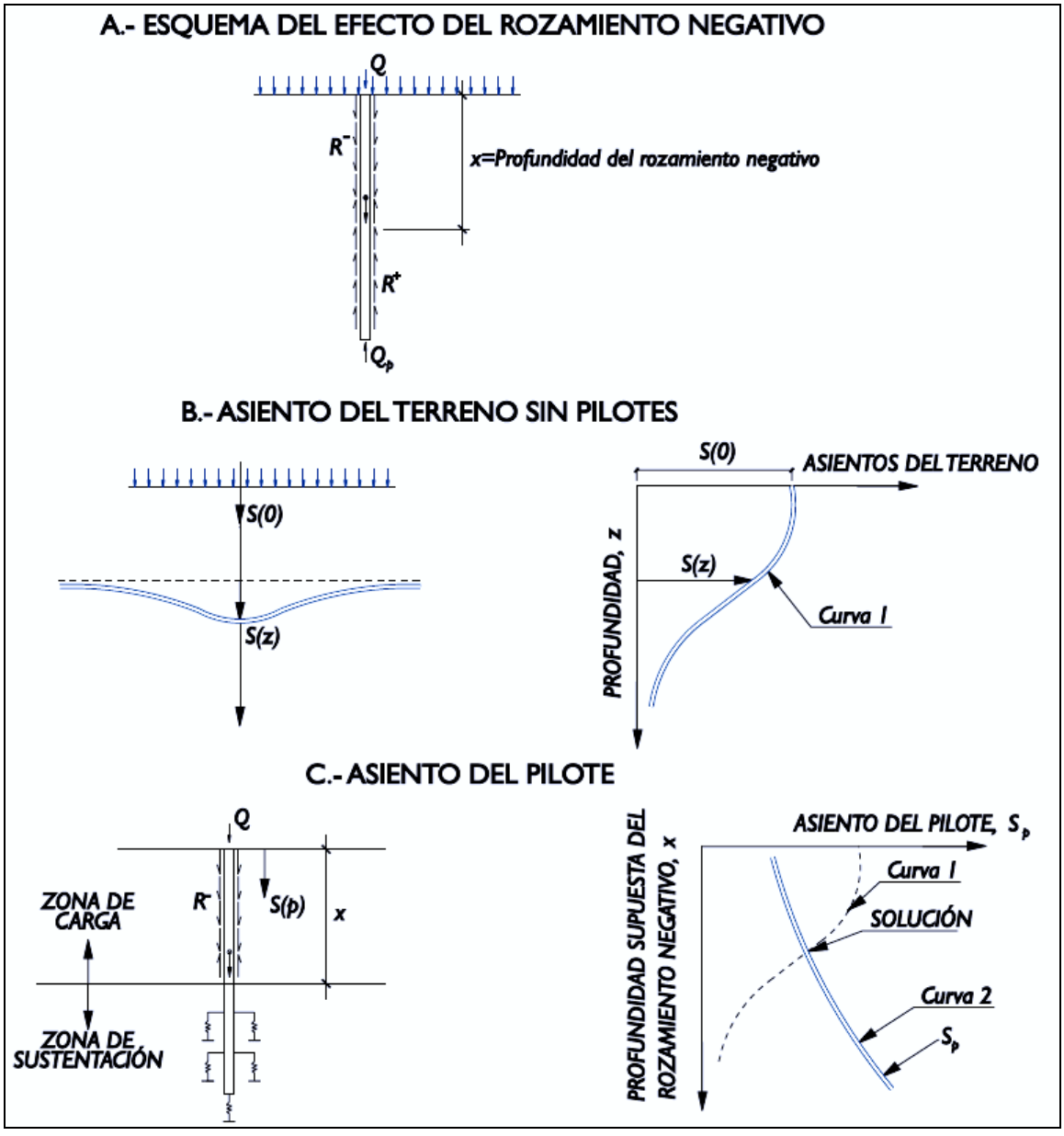
En segundo lugar se examinará el asentamiento del pilote o grupo de pilotes. Para ello se puede suponer que los pilotes son rígidos y que su asentamiento viene dado por un valor, sp, que depende del valor del rozamiento negativo. Cuanto mayor sea la profundidad hasta la que se suponga que actúa el rozamiento negativo mayor será la carga que se transmite al terreno inferior ($Q + W + R^-$) y menor será la amplitud de la zona de sustentación. Como consecuencia, el asentamiento del pilote o grupo, es una función claramente creciente con la profundidad "x" hasta donde se suponga que actúa el rozamiento negativo. Es la curva 2 que se indica en la Figura 2.7.5-2.

Realizados estos cálculos, se debe tomar como profundidad *x* aquélla que conduce a asentamientos del pilote similares a los que sufriría el terreno a esa misma profundidad cuando no existen pilotes. Es la ordenada de la intersección de las curvas 1 y 2 que se indica en la Figura 2.7.5-2.

Para realizar los cálculos de asentamientos deberá elegirse algún procedimiento adecuado de los que se indican en el documento o aquéllos avalados por la experiencia para situaciones similares.

Para cada carga de servicio *Q* existe un rozamiento negativo. Siempre es conservador estimarlo para una carga de servicio baja y aplicarlo después para cualquier otra situación.

Figura 2.7.5-2: Esquema de cálculo del rozamiento negativo



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Los pilotes exteriores del grupo deben considerarse sometidos al mismo rozamiento negativo que si estuviesen aislados, especialmente los de las esquinas.

En los pilotes interiores es posible que el rozamiento negativo calculado como pilote individual y siguiendo las recomendaciones antedichas resulte superior al peso de las tierras que los rodean. Por ese motivo, en el caso de grupos de pilotes densos o poco espaciados, se debe comprobar que la suma de rozamientos negativos de los pilotes internos no supera el peso de tierras interior al grupo y situada por encima del nivel de cambio de signo del rozamiento. De otra forma, se tomará, como estimación de rozamiento negativo total, un valor menor igual al peso de esas tierras.

2.7.5.3.4.2 EMPUJE HORIZONTAL CAUSADO POR SOBRECARGAS VERTICALES DE SUPERFICIE (ROM 3.6.3.4.2)

La metodología basada en un análisis de interacción suelo estructura se expone en el Volumen III del Manual de Carreteras del MOP (MC Vol 3, apartado 3.1003.303).

2.7.5.3.4.3 EMPUJE SOBRE PILOTES EN TALUD (ROM 3.6.3.4.3)

El caso se presenta por la interacción espaldón-pilote en muelles transparentes según se esquematiza en la Figura 2.7.5-3 para cuyo análisis se propone una metodología que controla los desplazamientos. El problema se puede paliar cuando se ejecutan los pilotes después de crear el espaldón, pero esta técnica puede ser excesivamente costosa. Cuando los pilotes se ejecutan antes, es aconsejable colocar el relleno en tongadas horizontales.

- Caso Estático

  Para el caso estático el factor de seguridad mínimo del espaldón sin pilotes, incluidas las superficies de falla potenciales que penetren el suelo de apoyo, debe ser igual a 1,5 para evitar desplazamientos del suelo que arrastren a los pilotes.

  Los desplazamientos de arrastre ocurren cuando el suelo de apoyo del espaldón tiene baja resistencia, ya sea porque se trate de una arena potencialmente licuable o un suelo fino blando. También ocurren aun cuando el suelo tiene una cierta reserva de resistencia, pero que debido a su bajo módulo de deformación, puede experimentar deformaciones importantes. Ante esta situación, el profesional a cargo deberá establecer si es necesario mejorar el suelo blando o dragarlo si su espesor es relativamente reducido.

- Caso Sísmico

  Para la condición sísmica se puede aceptar un desplazamiento de arrastre obtenido como:

$$\Delta_s = 8{,}87 \cdot 10^{-5} \cdot {n_V}^2 \cdot \left(\frac{C_{sy}}{C_{s\max}} \right)^{-4} \cdot C_{s\max} \qquad \text{(2-271)}$$

$$\frac{C_{sy}}{C_{s\max}} < 1$$

Donde:

Δs : Desplazamiento sísmico, cm

nV : Relación entre la aceleración máxima y la velocidad máxima del movimiento sísmico; utilizar a falta de mayores antecedentes

50 cm/s	roca
70 cm/s	grava densa
90 cm/s	arenas
120 cm/s	suelos cohesivos con resistencia a la comp. no confinada < 100 kPa

Csmax : Coeficiente sísmico basal máximo que corresponde a la aceleración basal máxima bajo el lecho marino expresada como fracción de la aceleración de gravedad; si no se dispone de un estudio de riesgo sísmico adoptar la aceleración máxima para el sitio establecida por la Norma NCh-433

Cs : Coeficiente sísmico basal

αc : Coeficiente de corrección para aplicar Cs al bloque de suelo deslizante que se ha transformado en un material rígido plástico para analizar el problema

Csy : Valor de Cs tal que αc Cs genere un factor de seguridad sísmico al deslizamiento igual a 1,0 en las superficies críticas de deslizamiento. Para suelos sobre la napa αc Cs se aplica utilizando el peso unitario total, γ, y bajo la napa el peso unitario saturado, salvo que se trate de granulares gruesos con coeficiente de permeabilidad mayor que 1 cm/s, en cuyo caso se considerará un peso unitario igual al peso unitario seco γd para suelo granular.

En la Tabla 2.7.5-1 se entregan los valores de αc en función de la altura H del espaldón pudiéndose interpolar linealmente para otras alturas.

Tabla 2.7.5-1: Factor de corrección de la aceleración al considerar un bloque deslizante rígido plástico

H (m)	α_c
0	1.00
10	0.83
20	0.66
≥ 30	0.50

Fuente: Elaboración Propia

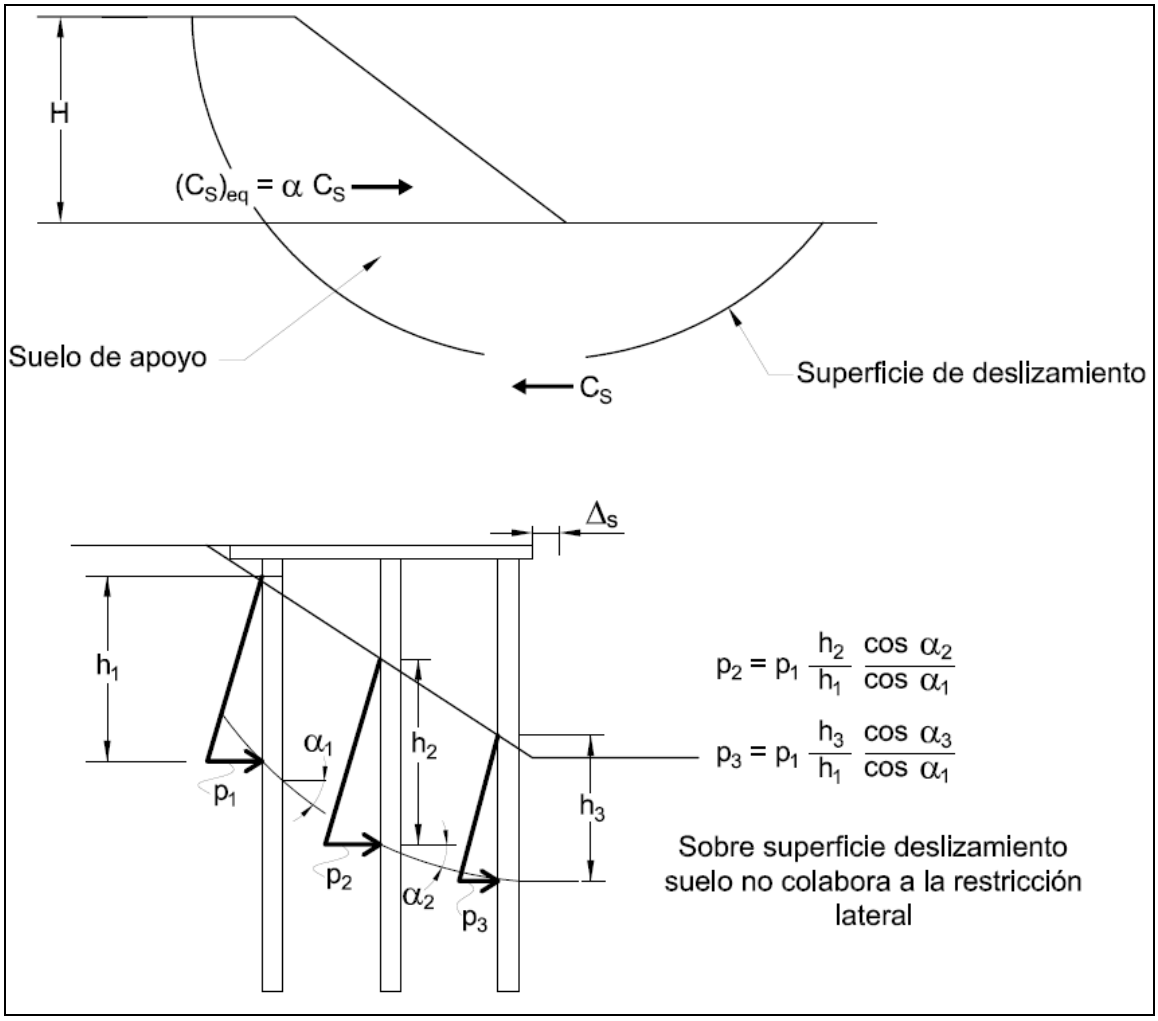
Una vez definido el desplazamiento Δ*s* se determina la presión p del suelo sobre los pilotes de modo de reproducir el desplazamiento con el modelo de la Figura 2.7.5-3. Para tal efecto se incrementa p1 hasta lograr el ajuste.

La metodología anterior es remplazada estableciendo un coeficiente sísmico de diseño $(C_s)_{eq} = \alpha_c\, C_s$ normalmente entre 0,25 y 0,27 de tal modo que el sistema sin pilotes tenga un factor de seguridad mínimo igual a 1,1. Sin embargo, es recomendable efectuar una verificación por desplazamiento.

Al igual que en el caso estático, el ingeniero deberá establecer si es necesario mejorar el suelo de apoyo o dragarlo si su espesor es relativamente reducido.

En las recomendaciones españolas (ROM) se presenta el empuje sobre pilotes en talud mediante la interacción de fuerzas entre el espaldón-pilote en muelles transparentes. El método no incluye una verificación sísmica por desplazamiento.

Figura 2.7.5-3: Pilotes de muelle transparente sujeto a desplazamientos de arrastre sísmico



Fuente: Elaboración Propia

2.7.5.3.5 EFECTOS DE LAS CARGAS CÍCLICAS O ALTERNADAS (ROM 3.6.3.5)

La práctica chilena considera como cargas cíclicas de interés aquellas generadas por un sismo. Ante esta situación se establece:

- Para suelos cohesivos la resistencia de fuste en tracción es similar a la de compresión y para suelos granulares no menor a 2/3 de la resistencia de fuste en compresión.

- No se incluye deterioro en la resistencia de fuste por carga cíclica axial.

- Para carga cíclica horizontal no se incluye la separación suelo pilote en 1,5 veces su diámetro a partir de la cabeza del pilote. Esta separación solo cabría contemplarla en suelos sobre la napa.

- La rigidez de un pilote sometido a cargas cíclicas horizontales disminuye debido a los desplazamientos no recuperables que se generan en cada ciclo. Si se consideran 30 ciclos significativos inducidos por el sismo, el módulo de deformación secante en el ciclo 30 disminuye aproximadamente un 20% con respecto al inicial, según pruebas de carga. Sin embargo, considerando que la velocidad de aplicación de la carga empleada en las pruebas de carga es muy inferior a la de un sismo, la rigidez cíclica podrá considerarse entre 1,0 y 1,5 veces la obtenida para solicitaciones estáticas. Por otra parte, la rigidez en cada ciclo se considerará igual a tres veces la correspondiente a cargas estáticas.

- Al respecto, cabe señalar que la resistencia no drenada de un pilote, en especial en el fuste si esta embebido en un suelo fino, se incrementa en un 40% para solicitaciones sísmicas, siempre y cuando la resistencia se determine con la velocidad de aplicación de las capas utilizadas en los ensayos.

- Especial atención se dará a horizontes potencialmente licuables que embeben al pilote.

2.7.5.4 CAPACIDAD DE SOPORTE MEDIANTE FÓRMULAS ESTÁTICAS (ROM 3.6.4)

2.7.5.4.1 FORMULACIÓN BÁSICA (ROM 3.6.4.1)

La capacidad de soporte de un pilote aislado se considerará, para simplificar el tratamiento, dividida en dos partes: la contribución de la punta y la contribución del fuste. De esa manera se podrá escribir:

$$Q_h + W' = Q_p + Q_f \qquad (2\text{-}272)$$

Donde:

Q_h : Carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su falla por capacidad de soporte. Cuando parte del pilote quede exenta (fuera del terreno)

se tomará como “cabeza”, a efectos de cálculo de la carga de falla, la sección horizontal al nivel del terreno.

W' : Peso efectivo del pilote. Bajo el nivel freático se considerará el peso sumergido.

Q_p : Parte de la carga que se supone soportada por la punta. Resistencia por punta.

Q_f : Parte de la carga que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste. Resistencia por fuste.

Las resistencias por punta y por fuste pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$Q_p = q_{up} \cdot A_p$$
$$Q_f = \int_0^{L_p} \tau_f \cdot C_p \cdot dz_s \qquad (2\text{-}273)$$

Donde:

q_{up} : Resistencia unitaria por la punta

A_p' : Área de punta

τ_f : Resistencia unitaria por el fuste

L_p : Longitud pilote dentro del terreno

C_p : Perímetro de la sección transversal del pilote

z_s : Profundidad contada desde la superficie del terreno

En los casos en que la resistencia por fuste sea constante por tramo, poco frecuente, y también lo sea el contorno del pilote en cualquier sección horizontal, la resistencia por fuste se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$Q_f = \sum \tau_f \cdot A_f \qquad (2\text{-}274)$$

Donde:

A_f : Área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo

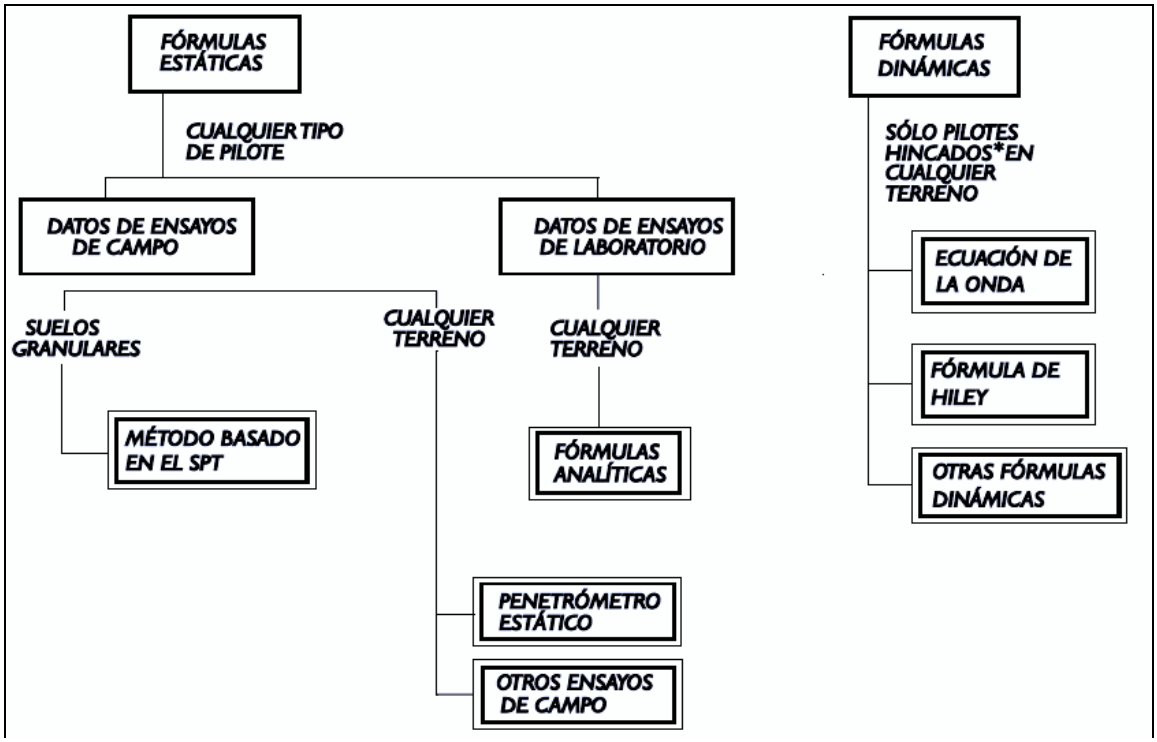
τ_f : Resistencia unitaria por fuste en cada tramo

El área de punta y perímetro del fuste se consideran de acuerdo al acápite 2.7.5.3.1.

En los pilotes huecos es posible que el tapón de terreno que se forme en la punta tenga una resistencia unitaria por punta inferior a la deducida de esa expresión. Por lo cual, en esos casos deberá investigarse un mecanismo de falla por movimiento del tapón de la punta contenido, únicamente, por su rozamiento lateral con el interior del pilote. En los pilotes huecos hincados es relativamente fácil comprobar la longitud de ese tapón y su evolución a medida que avanza la hinca.

- La capacidad de soporte de un pilote vertical depende de un parámetro fundamental qp, el cual define la resistencia unitaria por punta, y τf que cuantifica la resistencia por fuste. La evaluación de estos parámetros puede hacerse por métodos muy diversos dependiendo del tipo de terreno y del tipo de pilote. Los más frecuentes, y cuya aplicación se recomienda, son los indicados en la Figura 2.7.5-4.

Figura 2.7.5-4: Procedimientos de cálculo para la carga de hundimiento



(*) Y comprobación dinámica de pilotes hormigonados “in situ”

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En términos generales puede decirse que el único procedimiento razonable para estimar con precisión la capacidad de soporte es el ensayo de carga; el resto de los métodos resultan imprecisos o poco fiables y, de utilizarlos aisladamente, requerirán coeficientes de seguridad amplios, tales como los que se indican tras considerar cada uno de los métodos.

Las fórmulas o procedimientos que se dan a continuación, están pensados para terrenos uniformes.

En los casos de terreno heterogéneo, se supondrá que:

a) La resistencia por la punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida aproximadamente entre dos diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y cinco diámetros sobre la punta (zona pasiva superior). La amplitud de las zonas activa y pasiva dependen, al menos

teóricamente, del ángulo de rozamiento del terreno y son más amplias cuanto mayor es aquél. El profesional a cargo deberá precisar la amplitud de estas zonas, en cada caso concreto, si ese aspecto resultara de especial importancia.

b) La resistencia por fuste, puede calcularse individualmente en cada estrato y sumarse posteriormente. Se advierte la salvedad de los pilotes columna sobre roca, en los que esa resistencia por fuste no debería contemplarse en los suelos cuya deformabilidad sea claramente mayor que la correspondiente a la zona de la punta. Sin embargo, considerando que basta con un movimiento diferencial de 1 cm entre los pilotes y el suelo que lo embebe para movilizar la resistencia de fuste en un suelo fino, dicho desplazamiento puede ser alcanzado debido al asentamiento del suelo bajo la punta y por el acortamiento del propio pilote (ver sección 2.7.5.8.1)

Tras estas consideraciones generales, aplicables a cualquier método de estimación de la capacidad de soporte de un pilote individual mediante fórmulas estáticas, se pasa a describir cada método de cálculo.

2.7.5.4.2 CAPACIDAD DE SOPORTE EN FUNCIÓN DEL SPT (ROM 3.6.4.2)

La capacidad de soporte de pilotes basada en el SPT es adecuada para suelos granulares que no tengan gran proporción de gravas y se puede aplicar tanto a pilotes hincados como a perforados.

La resistencia por punta en MPa se puede evaluar, para pilotes hincados, con la expresión:

$$q_p = \alpha^* \cdot N_{SPT}\ (\text{MPa}) = \alpha^* \cdot 10{,}2 \cdot N_{SPT}\ (\text{kgf/cm}^2) \qquad (2\text{-}275)$$

Donde:

N_{SPT} : Valor medio del índice N del SPT

α^* : Número adimensional que depende del tipo de terreno y del tamaño del pilote

El valor de α^* debe obtenerse a partir de datos locales específicos. A falta de experiencias contrastadas podrá suponerse:

$$\alpha = \left(0{,}1 + \frac{D_{50,a}}{D_r}\right) \cdot f_{Dp} \leq 0{,}4 \qquad \text{(2-276)}$$

Donde:

$D_{50,a}$: Tamaño medio de la curva granulométrica de las arenas, mm

D_r : Tamaño de referencia = 2 mm

f_{Dp} : Factor de corrección por tamaño del pilote. Se tomará:

$$f_{Dp} = \left(1 - \frac{D_p'}{D_o}\right) > 0{,}7 \qquad \text{(2-277)}$$

Donde:

D_p' : Diámetro del pilote

D_o : Diámetro de referencia, se tomará D_o = 3 m

Del mismo modo, la resistencia por fuste (kPa) en un determinado nivel dentro del terreno para un pilote de madera o de hormigón hincado puede considerarse igual a:

$$\tau_f = 2{,}5 \cdot N_{PST}\ (\text{kPa}) = 2{,}5 \cdot 0{,}01 \cdot N_{SPT}\ (\text{kgf/cm}^2) \qquad \text{(2-278)}$$

Para pilotes metálicos hincados el valor de τ_f que se obtenga de esta expresión será reducido en un 10%.

En cada caso, N_{SPT} es el valor del índice SPT al nivel considerado. Se debe utilizar, como valor de cálculo para evaluar la resistencia por punta, la semisuma del valor medio obtenido en la zona activa y del valor medio en la zona pasiva. Los valores del índice N_{SPT} deben ser aquéllos que corresponden a una energía nominal del 60%. Si en el ensayo en cuestión se conoce esa energía, los índices N_{SPT} podrán adecuarse debidamente.

Los pilotes excavados pueden tener una resistencia por punta y por fuste claramente menor. Durante la excavación en terrenos arenosos se produce un entumecimiento del terreno y esto puede disminuir su resistencia. Por otro lado, ha de considerarse que la compresión horizontal del terreno contra el fuste de los pilotes es mayor en los pilotes hincados que desplazan y comprimen el terreno, que en los pilotes excavados in situ. La calidad de la limpieza del fondo de los pilotes excavados in situ, con su punta en arenas, debe vigilarse, pues colabora en la capacidad de soporte. Para calcular la capacidad de carga de hundimiento de pilotes excavados en arenas mediante el SPT, se aplicarán los valores de q_p indicados para los pilotes hincados, afectándolos por un coeficiente de reducción igual a 0,5, y se aplicarán los valores de τ_f indicados, afectándolos por un coeficiente reductor de 0,75. Existen procedimientos especiales, tales como, inyecciones, que pueden aumentar notablemente la resistencia de los pilotes excavados.

Para pilotes mixtos de carácter intermedio, entre los hincados y los perforados, ya sean hincas con ayuda de preexcavación, lanzas de agua, etc., se aplicarán coeficientes de reducción comprendidos entre los anteriores y la unidad, según se estime que la ayuda a la hinca pueda disminuir más o menos el efecto de compactación del suelo granular.

Excepciones de este procedimiento basado en el SPT lo constituyen las arenas calizas orgánicas (conchíferas o coralinas), que puedan dar índices SPT altos y capacidad de soporte de pilotes bajas, debido a la rotura de la cementación que se produce con los pilotes, particularmente con los pilotes tubulares metálicos hincados. En esas situaciones, los ensayos de carga son la única vía posible para estimar con alguna confianza la carga de hundimiento. El control dinámico de la hinca también puede orientar en esa estimación.

2.7.5.4.3 CAPACIDAD DE SOPORTE A PARTIR DE ENSAYOS PENETROMÉTRICOS ESTÁTICOS (ROM 3.6.4.4)

Este ensayo es poco aplicable al caso de pilotes, ya que los equipos disponibles no son capaces de penetrar suelos muy compactos, capas con cementación o depósitos granulares gruesos, que es el tipo de suelo donde se emplazaría la punta del pilote, salvo se le abra paso con un equipo de sondaje. Se podría aplicar para determinar la resistencia de fuste en los depósitos blandos, normalmente más superficiales y su resistencia para la interacción horizontal suelo pilote. A pesar de las limitaciones recién reproducidas, el ensayo es útil para determinar capas resistentes de reducido espesor que pueden ser importantes en la interacción horizontal suelo pilote.

2.7.5.4.4 CAPACIDAD DE SOPORTE CALCULADA A PARTIR DEL PRESIÓMETRO (ROM 3.6.4.5)

El ensayo presiométrico permite obtener la presión límite mediante empuje horizontal contra las paredes de un sondaje. La carga resistente por punta de los pilotes está relacionada con ese valor ya que existe una correlación lineal entre ambas variables. De acuerdo con la experiencia existente y para la estimación de la resistencia por punta de pilotes hincados, se puede escribir:

$$q_{ph} = K_c(P_l - K_o \cdot \sigma'_{vo})f_{Dp} \qquad (2\text{-}279)$$

Donde:

Ko : Coeficiente de empuje en reposo

Pl : Presión límite efectiva, después de descontar la presión del agua que pudiera existir en el sondaje.

σ'vo : Presión vertical efectiva al nivel del ensayo cuando se realizó éste

qph : Resistencia por punta para pilotes hincados

fDp : Factor de reducción por efecto del tamaño del pilote que se indica en el acápite 2.7.5.4.2.

Kc : Factor adimensional de correlación. Si no existen estudios locales que permitan justificar un valor adecuado, puede suponerse igual a 1,5 para suelos cohesivos y 3,2 para suelos granulares.

Para rocas alteradas es prudente adoptar el valor de K_c correspondiente a los suelos cohesivos. Si la alteración de la roca no conduce a la presencia de arcillas el parámetro K_c puede ser mayor, pero no mayor al de suelos granulares.

El valor de P_l a utilizar en los cálculos debe ser el valor medio correspondiente a la zona de la punta, tal como queda descrito en el acápite 2.7.5.4.2.

La resistencia unitaria por fuste para pilotes hincados puede suponerse igual a:

$$\tau_f = \frac{1}{30} P_l \qquad (2\text{-}280)$$

Considerando P_l igual al valor medio de la presión limite efectiva al nivel considerado.

El valor máximo de τ_f debe quedar limitado a los valores siguientes:

$$\tau_f < \begin{cases} 125\,\text{kPa}\,(1{,}27\,\text{kgf/cm}^2) & \text{para suelos granulares y roca} \\ 90\,\text{kPa}\,(0{,}92\,\text{kgf/cm}^2) & \text{para suelos arcillosos} \end{cases} \qquad (2\text{-}281)$$

Para pilotes metálicos hincados, el valor de τ_f, que se obtenga según el procedimiento anterior, debe ser reducido un 10%.

Para pilotes excavados en suelos granulares se harán las reducciones que se indican en el acápite 2.7.5.4.2; la resistencia por punta, salvo que se adopten procesos constructivos específicos, se reducirá en un 50% y la resistencia por fuste se reducirá en un 25% respecto a los valores indicados para los pilotes hincados de hormigón.

2.7.5.4.5 FUNDACIONES CON PILOTES SOBRE ROCA (ROM 3.6.4.6)

Es frecuente, en terrenos rocosos recubiertos por suelos, alcanzar la roca con la punta del pilote hasta empotrarse en ella. En caso de pilotes hincados no es fácil, de forma práctica, conocer el grado de empotramiento, por lo tanto, es preciso utilizar un procedimiento alternativo complementario para estimar la capacidad de soporte.

La resistencia de la punta del pilote en roca puede estimarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_p = \frac{2}{3} P_{vh} \left(1 + 0{,}4 \frac{L_R}{D} \right) \qquad (2\text{-}282)$$

Donde:

q_p : Resistencia unitaria por punta

P_{vh} : Capacidad de soporte de la roca determinada según se indica en la sección 2.7.4.4.6. Al utilizar dichas expresiones se adoptará, como dimensión equivalente de la fundación (B^*), el valor del diámetro equivalente de la punta del pilote. Se adoptará $f_\delta = 1$.

L_R : Longitud de empotramiento en roca, siempre que en esa longitud la roca sea de la misma calidad que la de la punta. Cuando este empotramiento sea mayor que $2{,}5 \cdot D$ se tomará $L_R = 2{,}5 \cdot D$.

La resistencia por fuste de pilotes en roca solo se contabilizará en aquellas zonas donde exhiba un grado de alteración igual o inferior a III.

El valor que puede utilizarse es:

$$\tau_f = \frac{1}{10} P_{vh} < 2\,\text{MPa} \qquad \text{(2-283)}$$

2.7.5.4.6 MÉTODOS BASADOS EN SOLUCIONES ANALÍTICAS (ROM 3.6.4.7)

Este procedimiento, de aplicación general, tiene un fundamento parcial en la teoría de la plasticidad y permite la obtención aproximada de la resistencia por punta y por fuste para tres tipos de suelos y para los dos tipos de pilotes (hincados y perforados) que se consideran en este documento.

2.7.5.4.6.1 SUELOS GRANULARES (ROM 3.6.4.7.1)

Para suelos granulares se utiliza la falla drenada, la cual aplica, además, a suelos cohesivos no saturados y a largo plazo en suelos cohesivos saturados.

Para una condición general de suelo con cohesión-fricción (c-ϕ) la resistencia en la punta del pilote se expresa como:

$$q_p = c \cdot N_c + \sigma'_{vb} \cdot N_q \qquad \text{(2-284)}$$

Donde:

q_p : Resistencia de punta, t/m^2

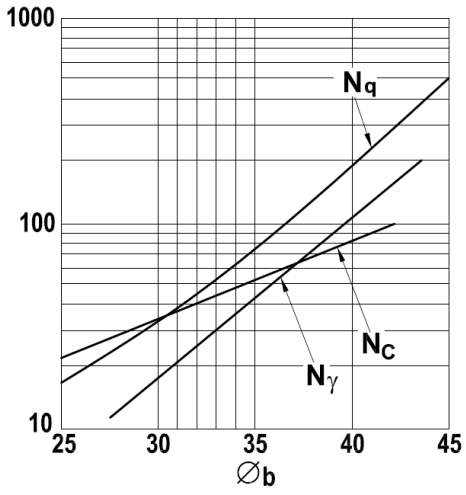
c : Cohesión, t/m^2

σ'_{vb} : Presión vertical efectiva a una profundidad Z_c bajo la cabeza del pilote, t/m^2

Z_c : Profundidad bajo la cabeza del pilote en m hasta la cual la presión efectiva vertical varia linealmente y bajo la cual se mantiene constante con un valor igual a σ'_{vb}.

Los factores de carga N_c y N_q se obtienen de la siguiente figura mientras que el valor de Z_c de la subsiguiente figura:

Figura 2.7.5-5: Factores de capacidad de soporte para pilotes



Nota: La abscisa, en escala logarítmica, representa el valor de N_q, N_c y/o N_g.

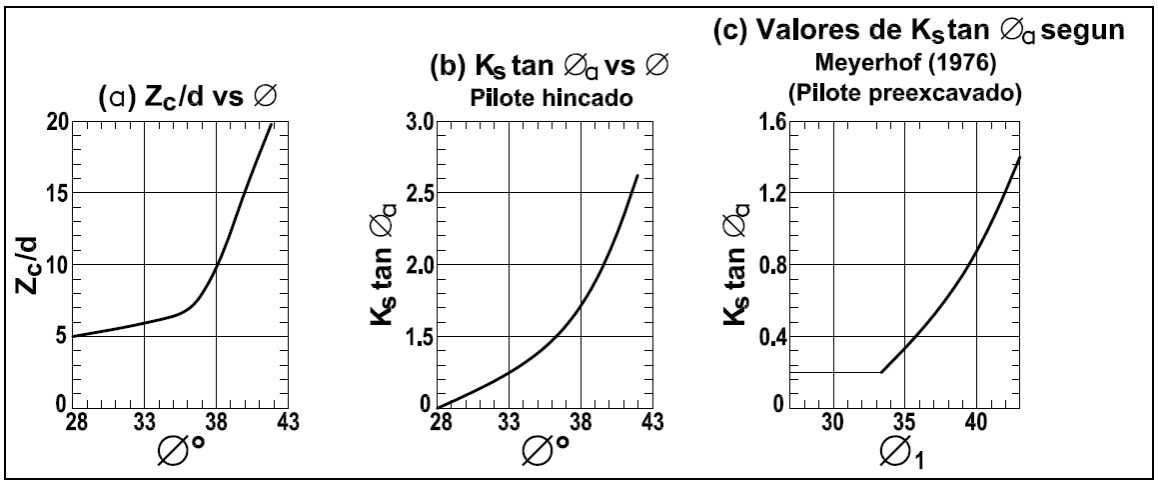
Fuente: Archivos Propios

Donde:

ϕ_b : $\begin{cases} \frac{\phi_1 + 40°}{2} & \text{pilotes hincados} \\ \phi_1 - 3° & \text{pilotes preexcavados} \end{cases}$

ϕ_1 : Ángulo de fricción interna bajo la punta del pilote antes de instalarlo

Figura 2.7.5-6: Valores de Z_c/d y $K_s \tan\phi_a$ para pilotes en suelos arenosos



Fuente: Poulos y Davis, 1980. Elaboración Propia

Donde:

ϕ : $\begin{cases} \frac{3}{4}\cdot\phi_1 + 10° & \text{pilotes hincados} & \text{(a) y (b) de la figura anterior} \\ \phi_1 - 3° & \text{pilotes preexcavados} & \text{(a) de la figura anterior} \\ \phi_1 & \text{pilotes preexcavados} & \text{(c) de la figura anterior} \end{cases}$

ϕ_1 : Ángulo de fricción a lo largo del fuste antes de instalar el pilote

d : D_p' o D_{pe}

La resistencia de fuste se evalúa como:

$$\tau_f = c + \sigma'_v \cdot K_s \tan\phi_a \qquad (2\text{-}285)$$

Donde:

σ'_v : Presión vertical efectiva en t/m^2 al nivel considerado (constante e igual a σ'_v a partir de Z_c).

$K_s \tan\phi_a$: Coeficiente adimensional para evaluar la presión normal al manto y coeficiente de fricción correspondiente. Se obtienen de la Figura 2.7.5-6

2.7.5.4.6.2 SUELOS COHESIVOS (ROM 3.6.4.7.2)

Se utiliza la falla no drenada, aplicable a suelos cohesivos saturados inmediatamente al término de construcción o sometidos a carga sísmica. La resistencia en la punta del pilote se expresa como:

$$q_p = 9 \cdot S_{up} \qquad (2\text{-}286)$$

Donde:

S_{up} : Resistencia no drenada en torno a la punta del pilote, t/m^2.

q_p : Resistencia en la punta del pilote en t/m^2: al usar la expresión anterior para determinarla, en la carga de servicio no se inclinará el peso propio del pilote.

La resistencia de fuste se determinará como:

$$\tau_f = \frac{100 \cdot S_u}{100 + S_u} \text{ en kPa} \qquad o \qquad \tau_f = \frac{100 \cdot S_u}{100 + 0{,}01 \cdot S_u} \text{ en kgf/cm}^2 \qquad (2\text{-}287)$$

2.7.5.4.6.3 SUELOS COHESIVOS BAJO LA PUNTA DE LOS PILOTES (ROM 3.6.4.7.3)

Puede darse el caso que la punta de un pilote descanse en suelo granular compacto bajo el cual exista un estrato o bolsón de suelos cohesivos más blandos. La resistencia de punta del pilote corregida por la existencia del suelo cohesivo es:

$$q_{pr} = \alpha \cdot q_p$$

$$\alpha = \frac{q_{pb}}{q_p} + \left(1 + \frac{q_{pb}}{q_p}\right) \cdot \frac{H_{ps}}{10 \cdot D_p'} \qquad (2\text{-}288)$$

$$\frac{H_{ps}}{10 \cdot D_p'} \leq 1$$

Donde:

H_{ps} : Distancia entre la punta del pilote y el suelo cohesivo blando subyacente.

qpr : Resistencia en la punta del pilote corregida por la existencia del suelo cohesivo.

q_p : Resistencia por punta considerando que el suelo granular se extiende en profundidad sin la existencia del suelos cohesivo.

q_{pb} : Resistencia por punta si el pilote se apoyara directamente en el suelo blando (qpb = 9 Su).

D_p' : Diámetro del pilote.

2.7.5.4.7 PRUEBA DE CARGA (ROM 3.6.4.8)

Esta prueba de terreno es la que conduce a las estimaciones más precisas de la capacidad de soporte del pilote.

Para planificar una prueba de carga conviene considerar los siguientes elementos:

- La planificación de una prueba de carga debe realizarse después de haber completado el reconocimiento geotécnico general del emplazamiento y haber estudiado, a nivel de anteproyecto, la fundación profunda que se pretende construir.

- El lugar que se elija como zona de ensayo debe ser representativo de la zona de interés.

- El reconocimiento geotécnico previo del terreno en la zona de ensayo, debe permitir caracterizar con precisión los diferentes suelos y/o rocas que aparezcan en profundidad.

- Es siempre conveniente ensayar más de un pilote para obtener alguna información relativa a la posible variabilidad del resultado.

- El procedimiento de ejecución de los pilotes a ensayar debe ser en todo semejante al que se pretende usar en la construcción de los pilotes de obra.

- Conviene que los pilotes a ensayar queden debidamente controlados para poder separar las cargas que se transmiten por punta y por fuste.

- La prueba de carga conviene programarla para alcanzar la carga de rotura. Esto implicaría descensos de la cabeza del pilote iguales o superiores al 10% de su diámetro, con lo que se define $Q(10\%)$. Los pilotes ensayados podrán utilizarse para soportar las estructuras del proyecto.

- La interpretación del ensayo debe ser realizada por algún especialista, pues existen detalles específicos que no son fácilmente normalizables. A falta de otro criterio mejor, se recomienda consignar como capacidad de soporte del pilote Q_h, el valor de la carga máxima aplicada en su cabeza $Q(10\%)$ más el peso del pilote W, siempre que esa carga no supere en más de 3 veces la que produjo un asentamiento igual al 1% del diámetro $Q(1\%)$. Esto es:

$$Q_h = Q(10\%) + W \leq 3 \cdot Q(1\%) + W \qquad (2\text{-}289)$$

Las variadas formas de hacer pruebas de carga, así como los modos en que pueden interpretarse, se consideran trabajos especiales fuera del alcance de estas recomendaciones.

Cuando se realicen pruebas de carga para ayudar en la evaluación de la capacidad de soporte se podrán reducir los coeficientes de seguridad correspondientes. Esa reducción será tanto más importante cuanto más extensas sean las pruebas de carga y más similares sean las condiciones de los pilotes ensayados a las reales. Con pruebas de carga adecuadas se podría llegar a utilizar los coeficientes de seguridad que se indican en la sección 2.7.5.6.

2.7.5.5 CARGA DE SOPORTE MEDIANTE FÓRMULAS DINÁMICAS (ROM 3.6.5)

Las fórmulas dinámicas de hinca son solo aplicables a pilotes hincados. El objetivo de éstas es buscar la capacidad de soporte para cargas axiales de compresión en función de los datos del pilote y de los datos del equipo de hinca, para lo cual se representa la resistencia del terreno, fundamentalmente, por el avance de la hinca que produce un golpe de la maza del martinete.

Las fórmulas dinámicas definen una relación entre la resistencia del terreno a la hinca, Ru, y el avance de la hinca en cada golpe, s, una vez conocidas las características del equipo de hinca y del pilote.

La carga de falla o capacidad de soporte Q_h suele ser semejante a la resistencia que el terreno opone a la hinca R_u. Sin embargo, existen procesos de relajación y de consolidación que pueden hacer que la carga de falla sea menor o mayor que la resistencia al avance de la hinca.

En los suelos arcillosos pueden producirse dos situaciones:

- Una resistencia importante al avance de la hinca de tipo transitorio que después se relaja. La capacidad de soporte estática puede ser mucho menor que la resistencia del terreno al avance de la hinca.

- Que con el paso del tiempo actúen efectos tixotrópicos y que se consolide el terreno alrededor del fuste generando un aumento en la resistencia. Se produciría así, un efecto contrario al anterior.

En suelos granulares pueden ocurrir, también, procesos de consolidación (aumento de la resistencia con el tiempo) o relajación (disminución de la resistencia con el tiempo).

Por esos motivos es recomendable especificar en los proyectos que el avance por golpe *s* se controle no sólo durante la hinca sino cierto tiempo después, en una rehinca posterior.

2.7.5.5.1 FORMULA DINÁMICA DE LA HINCA (ROM 3.6.5.1)

Se propone el uso de la fórmula de Janbu, alternativa a la fórmula de Hiley propuesta en la ROM.

$$Q_h = \frac{1}{K_u} \cdot \left(\frac{E_m}{S_p} \right) \qquad (2\text{-}290)$$

Donde:

Q_h : Capacidad de soporte, t

$$K_u = C_d \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda_e}{C_d}} \right)$$

$$C_d = 0{,}75 + 0{,}15 \frac{W_p}{W_m} \qquad (2\text{-}291)$$

$$\lambda_e = \frac{E_m \cdot L_p'}{A_p \cdot E_p' \cdot S_p^{\,2}}$$

Donde:

E_m : Energía del martinete; en terreno puede verificarse como W_H en que H es la altura de caída del pistón medida a partir de la elevación alcanzada por este al emerger por la culata del martinete en, t-m.

S_p : Penetración del pilote con un golpe a una profundidad dada determinada con el registro de hinca, m.

W_p : Peso del pilote más peso de la cabeza de golpes más peso del yunque del martinete, t.

W_m : Peso del pistón del martinete, t.

L_p' : Longitud del pilote incluyendo el tramo que emerge sobre el suelo, m.

A_p : Área de la sección transversal del pilote; si es tubular no considerar la sección del tapón, m^2.

E_p' : Módulo de elasticidad del pilote, t/m^2.

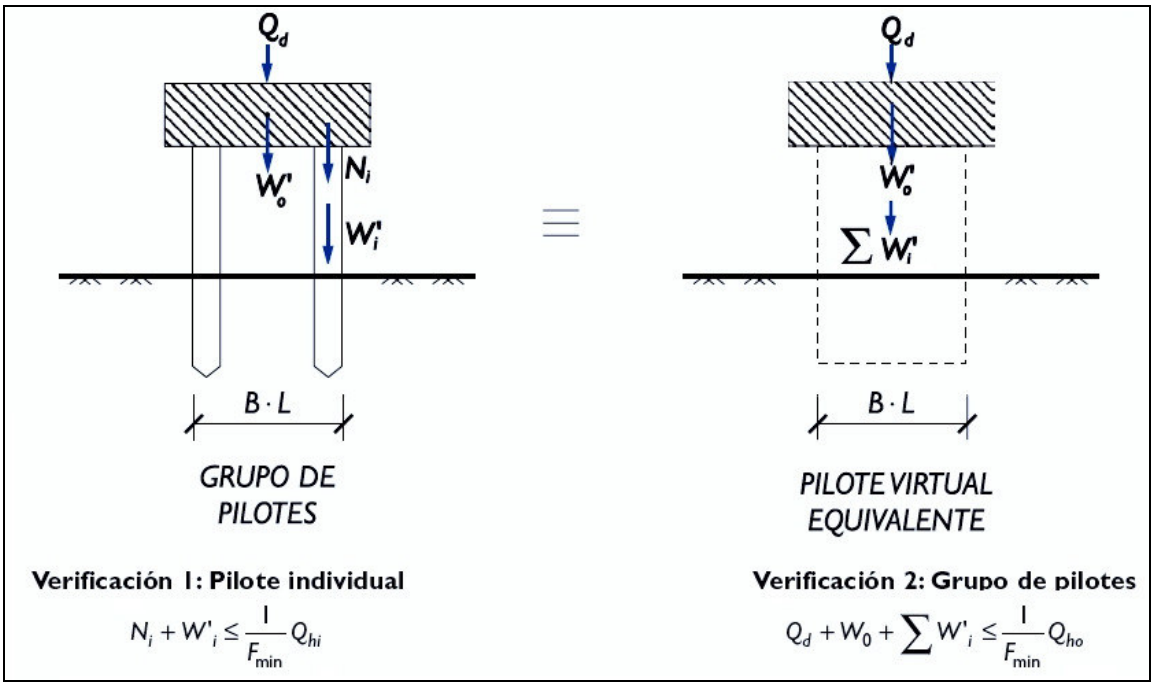
Durante la hinca, se deberá llevar un registro en el cual se anotará el número de golpes requerido para que el pilote penetre el suelo una determinada longitud (normalmente se usa 10 cm), además de otra información tal como: tipo de martinete, nivel de energía aplicado (marcha) en cada penetración, identificación del pilote, cotas de punta y de corte del pilote, azuche y cualquier otra información que el proyectista estime conveniente dejar registrada.

Las fórmulas de hinca permiten determinar la carga de falla por capacidad de soporte Q_n, para una penetración S dada. Con ello, se define una curva Q_h versus S para martinetes con distintas energías, con lo que se puede establecer el martinete que permite alcanzar la capacidad de soporte exigida para un S máximo razonable, por ejemplo 50 a 60 golpes por 10 cm de penetración.

2.7.5.6 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE SOPORTE (ROM 3.6.6)

Es preciso comprobar que este coeficiente de seguridad sea suficientemente elevado en cada uno de los pilotes del grupo, y también en el conjunto del grupo considerado como un pilote virtual equivalente. Ver la Figura 2.7.5-7.

Figura 2.7.5-7: Verificación de la seguridad por capacidad de soporte



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.5.6.1 CAPACIDAD DE SOPORTE INDIVIDUAL DE UN PILOTE (ROM 3.6.6.1)

El factor de la seguridad del pilote queda aceptado cuando se cumple:

$$F = \frac{Q_{ho}}{N_i + W'_i} \geq F_{\min} \qquad (2\text{-}292)$$

Donde:

F : Coeficiente de seguridad por capacidad de soporte.

W'_i : Peso de la parte libre (por encima del terreno) del pilote.

N_i : Carga vertical que actúa sobre el pilote. Para su obtención se deberá distribuir la carga que actúa sobre el conjunto de pilotes en cada uno de ellos, considerando el peso del posible cabezal y eventualmente el de las tierras que pudieran gravitar sobre él. Todo lo anterior conforme a lo establecido por las Normas que son exigibles para el proyecto.

2.7.5.6.2 CAPACIDAD DE SOPORTE DE UN GRUPO DE PILOTES (ROM 3.6.6.2)

En un grupo de pilotes próximos entre sí, es posible que la carga de falla por capacidad de soporte de un pilote equivalente al conjunto del grupo sea menor que la suma de las cargas de falla de cada uno de los pilotes; de ahí la necesidad de la doble comprobación.

El pilote virtual, equivalente al grupo, quedaría definido por una longitud igual a la longitud media de los distintos pilotes del grupo y por un área de su sección transversal igual al área interior de la línea de geometría simple, ya sea un círculo, cuadrilátero, etc. que puede circunscribir al grupo en planta. Como perímetro del pilote equivalente, se adoptará la longitud de esa línea.

El peso enterrado del pilote equivalente, W_e, será la suma de la parte enterrada de los pesos de todos los pilotes más el terreno interior a la línea de contorno equivalente, desde el nivel superior del terreno hasta el nivel medio de las puntas. Esos pesos se contabilizarán sumergidos en las zonas en que lo estén.

La verificación de la seguridad frente al hundimiento del conjunto de grupo de pilotes queda concluida cuando se cumple la siguiente desigualdad:

$$F = \frac{Q_{ho}}{Q_d + W'_o + \sum W'_i} \geq F_{\min} \qquad (2\text{-}293)$$

Donde:

F : Coeficiente de seguridad por capacidad de soporte

Q_d : Componente vertical de las cargas, que actúa sobre la cara superior del cabezal

W'_o : Peso efectivo del cabezal, sumergido en su caso

$\sum W'_i$: Suma de los pesos efectivos de la parte libre (por encima del terreno) de todos los pilotes del grupo

Q_{ho} : Capacidad de soporte del pilote virtual equivalente al grupo, sumando su resistencia de punta y de fuste

F_{min} : Coeficientes de seguridad que se indica en la sección 2.7.5.6.3

2.7.5.6.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS POR CAPACIDAD DE SOPORTE (ROM 3.6.6.3)

A medida que aumenta los factores de seguridad, necesariamente debe aumentar la longitud y/o el diámetro de los pilotes, para transferir al suelo la mayor solicitación última del pilote. Los mayores valores de los factores de seguridad, no solo afectarán a la longitud y/o el diámetro de los pilotes, con los consecuentes problemas constructivos que ello conlleva, sino que también requerirá de martinetes de mayor energía, los que a su vez necesitan de grúas de mayor capacidad para su operación, etc.

De acuerdo con lo expuesto, a medida que aumentan las solicitaciones de trabajo de los pilotes, debe mejorar el conocimiento del subsuelo y del comportamiento del sistema pilote-suelo, reduciendo con ello los factores de seguridad geotécnicos.

En Chile, la práctica de grupos de ingeniería especialistas en el tema, sugiere la utilización de factores de seguridad acordes con la magnitud de las cargas y con el grado de conocimiento que se obtiene del comportamiento del subsuelo mediante la ejecución de pruebas de carga estáticas y mediante la instrumentación dinámica de pilotes con los correspondientes análisis CAPWAP.

Los factores de seguridad para pilotes hincados son los siguientes:

- Cargas Normales : 2,0 a 3,0
- Cargas Eventuales : 1,5 a 2,0

Los valores más bajos son recomendados para solicitaciones de trabajo elevadas, con un seguimiento de la faena de hinca de pilotes y mediante la ejecución de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

Los coeficientes de seguridad mínimos exigibles frente a los Estados Límite Últimos de estabilidad global deberán fijarse oportunamente en las bases de proyecto de cada obra en cuestión, en función de la importancia de la obra y de las consecuencias del fallo.

En términos generales, se considera aceptable que para la verificación de la seguridad frente al modo de fallo de pérdida de la estabilidad global, analizada con los criterios precedentes, se admitan como coeficientes de seguridad mínimos los incluidos en la Tabla 2.7.5-2.

Tabla 2.7.5-2: Coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a la pérdida de la estabilidad global

Combinación de Acciones		Coeficiente de seguridad, F_{min}
Cuasi-Permanente	$F_{min,1}$	1,4
Fundamental	$F_{min,2}$	1,3
Accidental o Sísmica	$F_{min,3}$	1,1

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores de F_{min} establecidos en la Tabla 2.7.5-2 anterior pueden adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo).

2.7.5.7 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL ARRANQUE (ROM 3.6.7)

2.7.5.7.1 PILOTE INDIVIDUAL (ROM 3.6.7.1)

La resistencia a la extracción o resistencia al arranque de un pilote individual es igual a la resistencia por su fuste más la componente correspondiente al peso propio del pilote. La resistencia por fuste en extracción, según la experiencia existente, es menor que la resistencia por fuste a compresión.

La forma más precisa de determinar la resistencia al arranque de un pilote es la realización de pruebas de carga.

A falta de ensayos o experiencias que indiquen un valor más preciso, se tomará, como resistencia a la extracción T_p de un pilote, los siguientes valores:

$$T_p = \begin{cases} W' + \frac{2}{3} \cdot R_f & \text{suelos granulares} \\ W' + R_f & \text{suelos cohesivos} \end{cases}$$

Donde:

W' : Peso del pilote (usar peso unitario sumergido bajo el agua)

R_f : Resistencia de fuste

Uno de los casos de pilotes hincados, tratados como elementos individuales, se presenta cuando encuentran roca a nivel del fondo marino o cuando existe una cubierta de suelo sobre la roca, el espesor de esta cubierta es insuficiente para proporcionar una adecuada resistencia al arranque.

Para suministrar resistencia al arranque se recurre a anclajes materializados en una perforación previa ejecutada en la roca, dentro de la cual se aloja el tirante (cable o barra de acero) para posteriormente inyectar una lechada de cemento. El diámetro de la perforación depende del diámetro de la herramienta de perforación, siendo habitual 5".

El traspaso de carga entre el pilote y el anclaje se materializa mediante un tapón de hormigón según se ilustra en la Figura 2.7.5-8.

Cada anclaje es sometido a una prueba de aceptación, aplicando al tirante una carga de tracción igual a 0,85 veces su carga de fluencia. Esta carga se establece como la solicitación máxima de servicio amplificada por un factor igual a 1,5 como mínimo (Factor de seguridad $F \geq 1{,}5$).

Por otra parte, el cilindro inyectado en contacto con la roca se diseña de modo que su resistencia sea de por lo menos 1,3 veces la carga de fluencia del tirante.

A falta de ensayos, la tensión de falla por adherencia entre el grout y la roca, τ_f, se establece en la Tabla 2.7.5-3.

Tabla 2.7.5-3: Tensiones de falla por adherencia

Grout-Roca	
Roca dura	15 – 25 kg/cm^2
Roca blanda	10 – 15 kg/cm^2
Roca meteorizada	6 – 10 kg/cm^2

Fuente: Elaboración Propia

Si se dispone de ensayos de compresión no confinada, la tensión de falla grout roca se puede estimar como:

$$\tau_f = 0{,}1 \cdot q_u \leq 40\,\text{kg/cm}^2 \qquad (2\text{-}294)$$

En kg/cm^2, si la resistencia a la compresión no confinada q_u está en kg/cm^2. Para rocas estratificadas, utilizar el menor valor de q_u a lo largo del cilindro inyectado en la roca.

El diseño deberá verificar además el factor de seguridad global con respecto al arranque del cono de roca y del peso del suelo representado por la sobrecarga q_s según se establece en la Figura 2.7.5-8. En el caso que los pilotes intercepten sus conos de arranque se considerará el esquema inserto en la Figura 2.7.5-8.

Deberá verificarse:

$$F = \frac{W_r + W_s}{T_{max}} \geq 1{,}5 \qquad (2\text{-}295)$$

Donde:

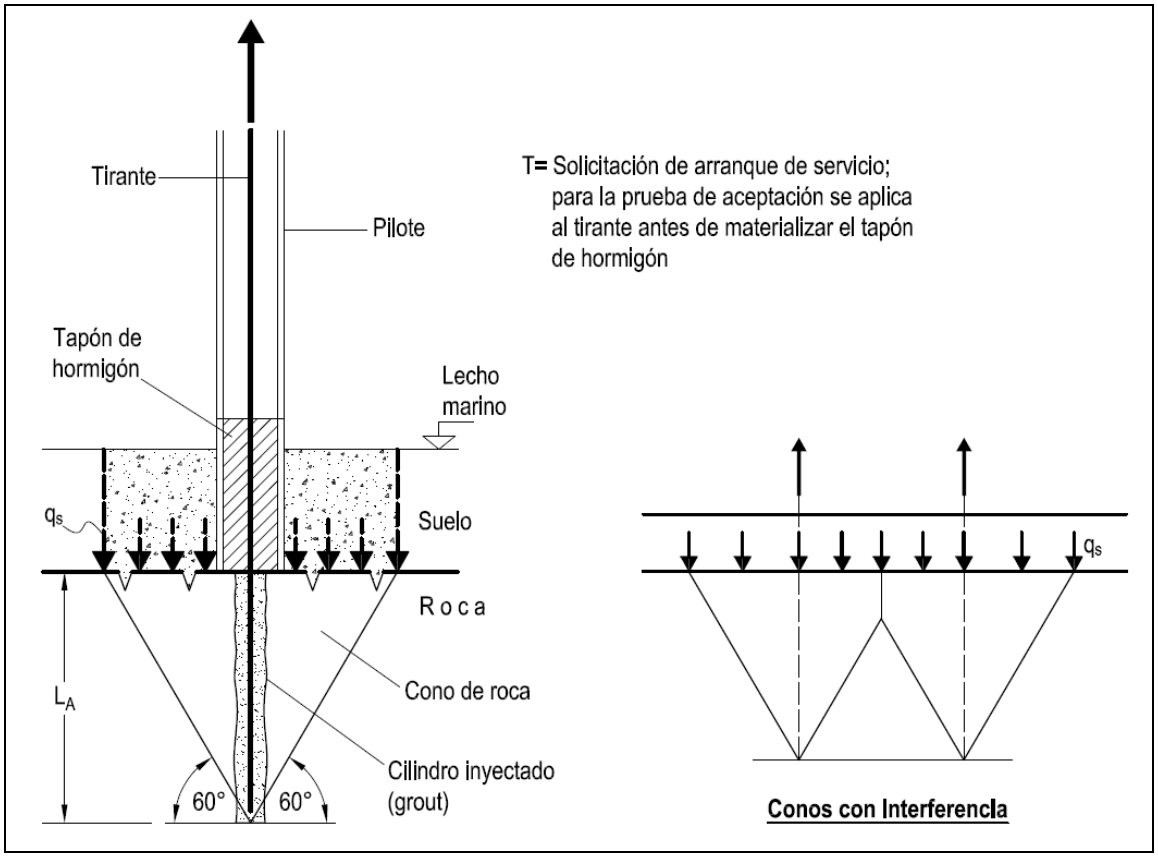
W_r : Peso del cono de roca

W_s : Resultante de la sobrecarga de suelo, q_s

T_{max} : Solicitación máxima de servicio

Los pesos W_r y W_s utilizarán el peso unitario sumergido γ' en la zona donde se encuentren sumergidos y el peso unitario total γ en la zona sobre el nivel del agua.

Figura 2.7.5-8: Esquema de anclaje para suministrar resistencia al arranque



Fuente: Elaboración Propia

2.7.5.7.2 CONSIDERACIÓN DEL EFECTO GRUPO (ROM 3.6.7.2)

La resistencia al arranque de un grupo de pilotes será el menor valor de los dos siguientes:

- La suma de las resistencias al arranque individuales de cada uno de los pilotes del grupo.
- La resistencia de un pilote virtual equivalente, formado por los pilotes y el terreno de su entorno y cuyo fuste fuese la envolvente exterior del grupo de pilotes se describe en la sección 2.7.5.6.2.

2.7.5.7.3 SEGURIDAD FRENTE AL ARRANQUE (ROM 3.6.7.3)

La situación de pilotes trabajando a tracción se puede presentar en alguna de las 2 formas siguientes:

2.7.5.7.3.1 UN PILOTE DE FORMA INDIVIDUAL, ES SOLICITADO A TRACCIÓN, ES DECIR, EL VALOR DE NI ES NEGATIVO.

En estos casos se puede dar por verificada la seguridad cuando se cumple:

$$F = \frac{T}{|N_i|} \geq F_{\min} \qquad (2\text{-}296)$$

Donde:

F_a : Coeficiente de seguridad al arranque.

T_p : Resistencia al arranque que se muestra en la sección 2.7.5.7.1.

$|N_i|$: Valor absoluto de la carga, que actúa sobre la cabeza del pilote. La cabeza se supone al nivel de terreno.

F_{min} : Coeficiente de seguridad mínimo, según valores entregados en la sección 2.7.5.6.3..

2.7.5.7.3.2 GRUPO DE PILOTES O VARIOS PILOTES TRABAJANDO A TRACCIÓN.

En esta circunstancia, además de la comprobación individual antes indicada, se deberá realizar la comprobación correspondiente a un pilote virtual equivalente al grupo de pilotes en tracción, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$F = \frac{T}{|Q_d'|} \geq F_{\min} \qquad (2\text{-}297)$$

Donde:

F_a : Coeficiente de seguridad al arranque

T_p : Resistencia al arranque que se muestra en la sección 2.7.5.7.2.

$|Q_d|$: Valor absoluto de la tracción que actúa sobre el grupo, al nivel de las cabezas de los pilotes. Incluirá el peso efectivo del cabezal y de la parte exenta de los pilotes.

F_{min} : Coeficiente de seguridad mínimo, según valores entregados en la sección 2.7.5.6.3.

2.7.5.8 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO (ROM 3.6.9)

2.7.5.8.1 ASENTAMIENTOS (ROM 3.6.9.1)

Si el problema del asentamiento de la fundación piloteada resulta ser un aspecto crítico del proyecto, es recomendable realizar pruebas de carga, ya que ésa es la única manera precisa de conocer la relación carga-asentamiento.

En los casos en los que este aspecto no resulte crítico, se puede estimar el asentamiento, tal como se indica a continuación, y considerar que este estimado debe generar distorsiones angulares compatibles con la integridad de la estructura que soporta.

Existen soluciones analíticas o semianalíticas y se pueden formular modelos numéricos para resolver el problema del cálculo de asentamientos de pilotes aislados o de grupos de pilotes. El problema, sin embargo, depende tanto de las condiciones locales en la zona de contacto del pilote con el terreno, que tales métodos pueden resultar poco exactos. Un tratamiento muy completo del problema está expuesto en el libro de Paulos “Pile Foundation Analysis and Design”.

A falta de ensayos de carga específicos se recomienda el siguiente procedimiento para estimar asentamientos:

2.7.5.8.1.1 ASENTAMIENTO DEL PILOTE AISLADO (ROM 3.6.9.1.1)

El asentamiento típico de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical de servicio en su cabeza igual a la máxima recomendable por razones de capacidad de soporte, estimada según se ha descrito en la sección 2.7.5.4, está próxima al 2,5% de su diámetro más el acortamiento elástico del pilote. Con esa idea, la relación carga-asentamiento se puede expresar mediante la siguiente fórmula aproximada:

$$s_i = \left(\frac{D_p'}{40 \cdot Q_{fh}} + \frac{l_1 + \alpha_{tc} \cdot l_2}{A_p \cdot E_p'} \right) P_c \qquad (2\text{-}298)$$

Donde:

s_i : Asentamiento del pilote individual aislado

D_p' : Diámetro del pilote (para formas no circulares se utilizará un diámetro equivalente)

P_c : Carga sobre la cabeza

Q_{fh} : Carga de falla por capacidad de soporte

l_1 : Longitud del pilote fuera de terreno

l_2 : Longitud del pilote dentro del terreno

A_p : Área de la sección transversal del pilote

E_p' : Módulo de elasticidad del pilote

α_{tc} : Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno

$$: \begin{cases} 0{,}5 & \text{pilotes flotantes} \\ 0{,}5 - 1 & \text{situaciones intermedias} \\ 1 & \text{pilotes que trabajan principalmente por punta} \end{cases}$$

2.7.5.8.1.2 CONSIDERACIÓN DEL EFECTO GRUPO (ROM 3.6.9.1.2)

En grupos de pilotes y debido a la interferencia de las cargas, el asentamiento del grupo puede ser mayor que el de un pilote aislado sometido a la carga individual correspondiente. Para tenerlo en cuenta se puede hacer la siguiente estimación:

- Para pilotes en roca, trabajando por punta, separados más de tres diámetros, el efecto grupo se considera despreciable.

- Para otras situaciones se puede suponer que toda la carga del grupo está uniformemente repartida en un plano situado a la profundidad *z* bajo la superficie del terreno, donde:

$$z = \alpha \cdot l_2 \tag{2-299}$$

Se definen α y l_2 igual que en el punto anterior para pilotes aislados. Se considera una dimensión transversal $B_l \times L_l$ dada por:

$$\begin{aligned} B_l &= B_{grupo} + (1-\alpha) l_2 \\ L_l &= L_{grupo} + (1-\alpha) l_2 \end{aligned} \tag{2-300}$$

El cálculo del asentamiento, debido a esa carga vertical repartida en profundidad, puede estimarse con los procedimientos generales de cálculo de asentamiento, alguno de los cuales se describe en la sección 2.7.4.8.

2.7.5.8.2 MOVIMIENTOS HORIZONTALES Y ESFUERZOS (ROM 3.6.9.2)

2.7.5.8.2.1 ELÁSTICAS Y ESFUERZOS

Los pilotes sometidos a solicitaciones horizontales y de momento aplicados a sus cabezas, se tratarán como vigas en medio elástico, en las que la colaboración lateral del suelo comienza a partir de la profundidad a la cual se inicia del suelo colaborante. El inicio del suelo colaborante podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales se erosionen, correspondan a suelos blandos con baja restricción lateral, o bien sean suelos susceptibles de licuarse durante un evento sísmico.

Para suelos en los que el módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad, la elástica y los esfuerzos a lo largo del pilote se obtendrán de la Figura 2.7.5-9 y de la Figura 2.7.5-10, mientras que en el caso en que el módulo de deformación es constante con la profundidad, se obtendrán de la Figura 2.7.5-11. En la Figura 2.7.5-12 y Figura 2.7.5-13 se ilustra el procedimiento para incorporar la capacidad de soporte lateral del suelo. En estas láminas se incluyen diferentes términos cuyo significado se expone como sigue:

$$l_1 = \sqrt[5]{\frac{E_p' \cdot I_p}{f_E}} \qquad (2\text{-}301)$$

Donde

l_1 : Longitud del pilote fuera de terreno

E_p' : Módulo de deformación del pilote, t/m^2

I_p : Momento de inercia de la sección del pilote con respecto a un eje perpendicular al plano de las solicitaciones externas, m^4

f_E : Coeficiente para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante que embebe al pilote que se expresa, t/m^3

Para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a un valor constante con la profundidad igual a E_o, se utilizarán las expresiones formuladas en la Figura 2.7.5-11.

Los parámetros de rigidez del suelo *f* ó E_o deberán ser definidos por el informe geotécnico dependiendo del tipo de suelo y teniendo en cuenta que puede tratarse de solicitaciones estáticas o sísmicas. No obstante, en la siguiente tabla se establecen valores del coeficiente f en función de la densidad relativa DR para suelos granulares sometidos a cargas estáticas permanentes.

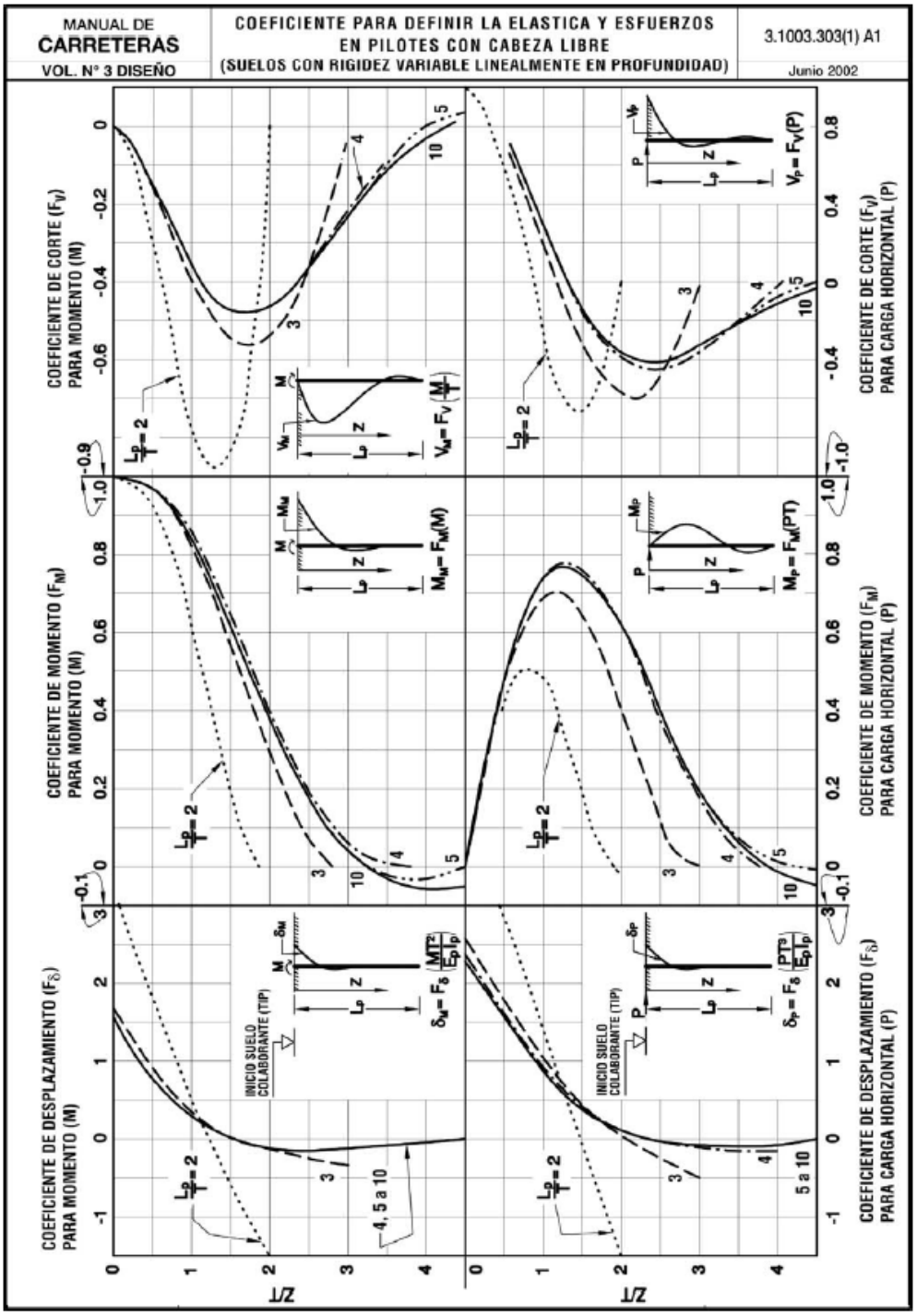
Tabla 2.7.5-4: Coeficiente de incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación de suelos granulares

Suelo	Coeficiente f (kg/cm^3)		
	DR = 30% - 40%	DR = 40% - 65%	DR = 70% - 90%
Arena sobre napa	0.30	0.90	2.40
Arena bajo napa	0.17	0.60	1.45
Grava arenosa sobre napa	-	-	3.00
Grava arenosa bajo napa	-	-	2.00

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

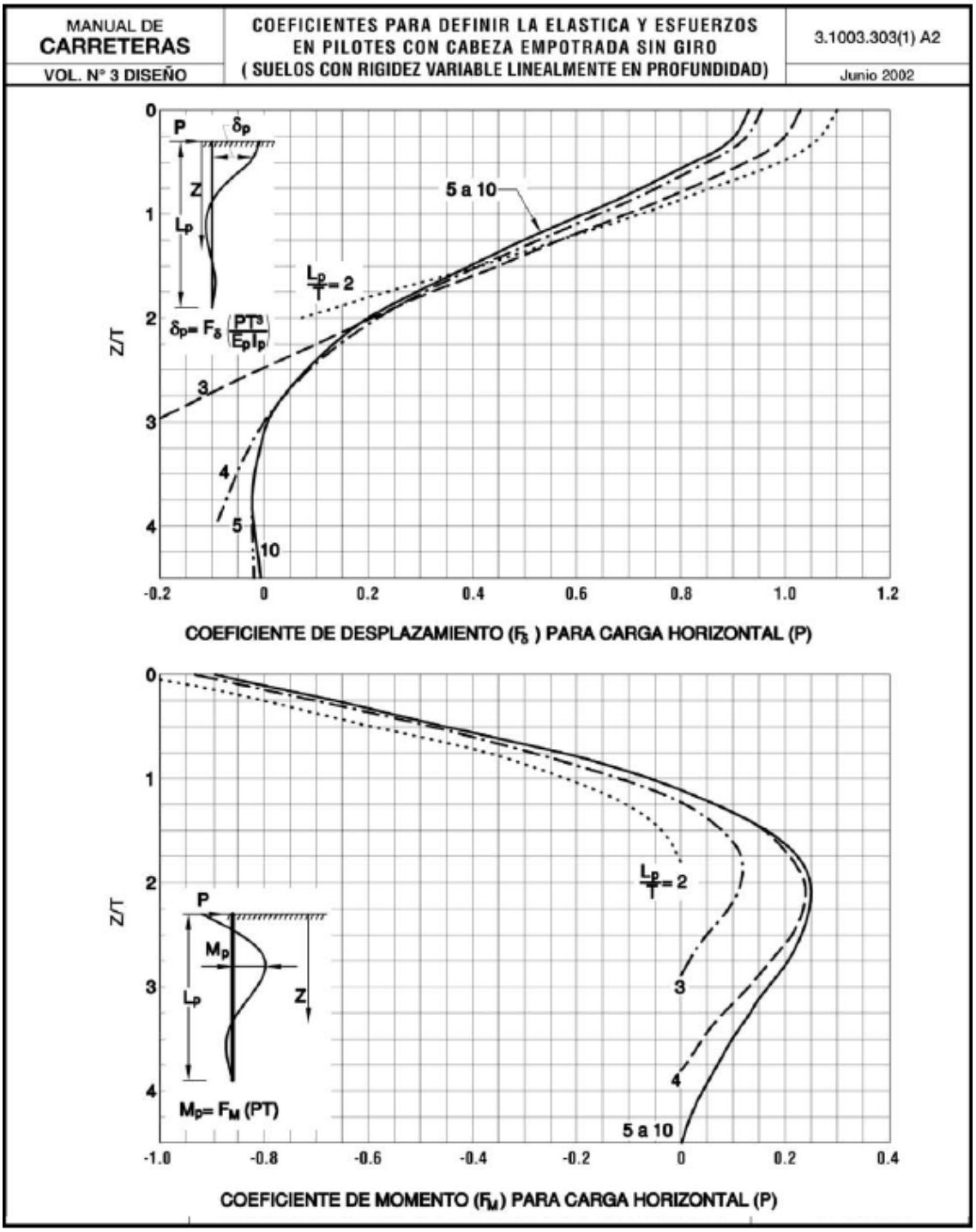
Para cargas sísmicas, usar los valores de la Tabla 2.7.5-4 multiplicados por 1,5.

Figura 2.7.5-9: Figura 3.1003.303(1) A1 Manual de Carreteras



Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

Figura 2.7.5-10: Figura 3.1003.303(1) A2 Manual de Carreteras



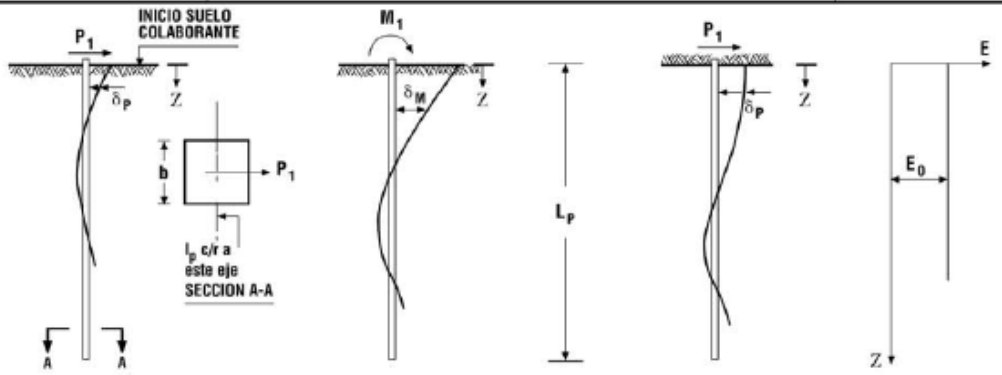
Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

Figura 2.7.5-11: Figura 3.1003.303(1) A3 Manual de Carreteras

MANUAL DE CARRETERAS
VOL. N° 3 DISEÑO

DETERMINACION DE LA ELESTICA Y ESFUERZOS EN PILOTES EMBEBIDOS EN SUELOS CON MODULO DE DEFORMACION CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD

3.1003.303(1) A3
Junio 2002



CABEZA LIBRE

$$\delta_p = -\frac{2 P_1 \lambda}{k_H b} D_{\lambda Z}$$

$$M = \frac{P_1}{\lambda} B_{\lambda Z}$$

$$V = P_1 C_{\lambda Z}$$

CABEZA LIBRE

$$\delta_M = -\frac{2 M_1 \lambda^2}{k_H b} C_{\lambda Z}$$

$$M = M_1 A_{\lambda Z}$$

$$V = -2 M_1 \lambda B_{\lambda Z}$$

CABEZA EMPOTRADA SIN GIRO

$$\delta_p = \frac{P_1 \lambda}{k_H b}\left(2D_{\lambda Z} - \frac{A_{\lambda Z} C_{\lambda Z}}{D_{\lambda Z}}\right)$$

$$M = \frac{P_1}{\lambda}\left(B_{\lambda Z} - 0.5\,\frac{A^2_{\lambda Z}}{D_{\lambda Z}}\right)$$

$$V = P_1\left(C_{\lambda Z} + \frac{A_{\lambda Z} B_{\lambda Z}}{D_{\lambda Z}}\right)$$

P_1, M_1 = Solicitaciones Externas en (tonf) y (tonf-m)

Z = Profundidad expresada en (m), medida a partir del inicio del suelo colaborante

k_H = Constante de balasto calculada como $k_H = \frac{0.90\,E_0}{b}$ en (tonf/m^3)

b = Diámetro del pilote o lado del frente del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m)

λ = $\sqrt[4]{\frac{k_H \cdot b}{4 E_p I_p}}$ en (1/m)

δ_p = Desplazamiento lateral a lo largo del pilote debido a la solicitación horizontal en (m)

δ_M = Desplazamiento lateral a lo largo del pilote debido al momento en (m)

M = Momento flector a lo largo del pilote en (tonf-m)

V = Esfuerzo de corte a lo largo del pilote en (tonf)

E_0 = Módulo de deformación del suelo constante con la profundidad en (tonf/m^2)

E_p = Módulo de deformación del pilote en (tonf/m^2)

I_p = Momento de inercia de la sección del pilote con respecto a un eje perpendicular al plano de las solicitaciones externas en (m^4)

L_p = Longitud del pilote medida a partir del inicio del suelo colaborante en (m)

Factores adimensionales:

$A_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z}(\cos \lambda Z + \operatorname{sen} \lambda Z)$

$B_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} \operatorname{sen} \lambda Z$

$C_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z}(\cos \lambda Z - \operatorname{sen} \lambda Z)$

$D_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} \cos \lambda Z$

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

Figura 2.7.5-12: Figura 3.1003.303(1) B1 Manual de Carreteras

MANUAL DE CARRETERAS
VOL. N° 3 DISEÑO

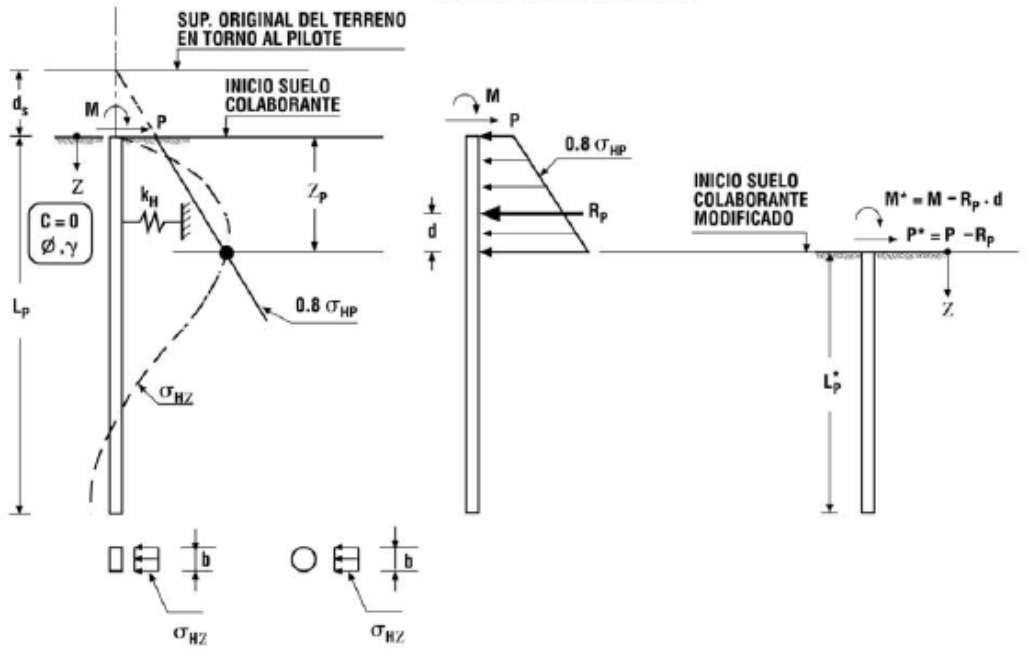
PLASTIFICACION DEL SUELO CON VARIACION LINEAL EN PROFUNDIDAD DE SU MODULO DE DEFORMACION

3.1003.303(1) B1
Junio 2002

(a) DETERMINACION PROFUNDIDAD PLASTIFICADA

(b) REACCION DEL SUELO PLASTIFICADO ACTUANDO COMO SOLICITACION EXTERNA; R_P REPRESENTA LA RESULTANTE DE DICHA REACCION

(c) PILOTE MODIFICADO



- En el caso (a) la tensión horizontal de interacción, σ_{HZ}, se determina ignorando la plastificación del suelo:

σ_{HZ} = $k_H (\delta_P + \delta_M)$ en (tonf/m^2) si k_H en (tonf/m^3) y δ_P, δ_M en (m)

δ_P = Desplazamiento horizontal del pilote debido a la solicitación P expresado en (m) y obtenido con la Lámina 3.1003.303(1) A1

δ_M = Desplazamiento horizontal del pilote debido al momento M expresado en (m) y obtenido con la Lámina 3.1003.303(1) A1

k_H = Constante de balasto expresada en (tonf/m^3) y calculada como $k_H = \frac{0.9 f_{eq} \cdot Z}{b}$ con $f_{eq} = f \left(1 + 0.5 \frac{d_s}{b}\right)$; f_{eq} en (tonf/m^3) si f en (tonf/m^3)

b = Lado o diámetro del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m)

Z = Profundidad expresada en (m) que se mide a partir del inicio del suelo colaborante

d_s = Profundidad del inicio del suelo colaborante en (m)

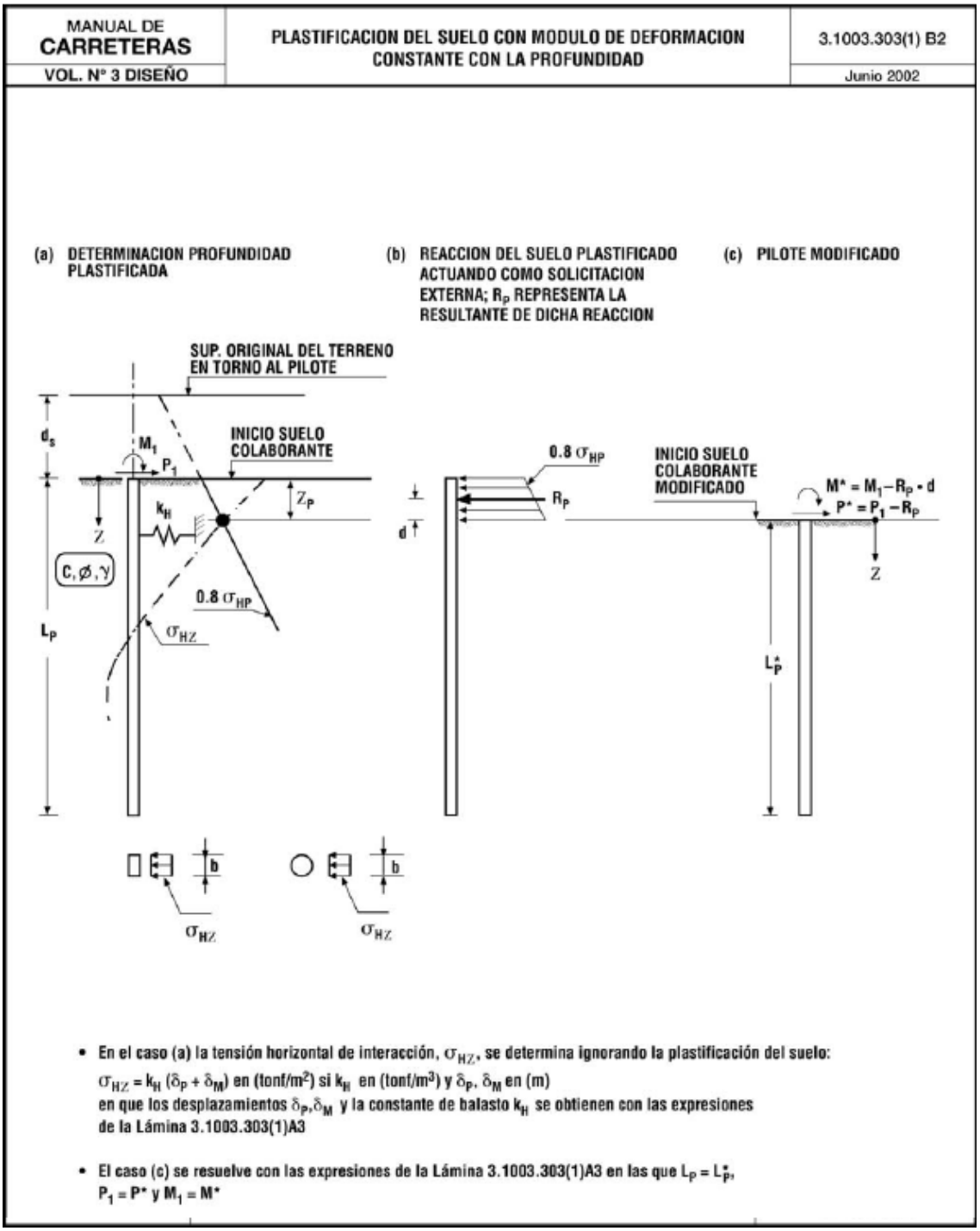
- El caso (c) se resuelve con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1) A1 en las que P, M se reemplazan por P*, M*, la longitud L_P por L_P^* y el parámetro, T, se define utilizando un coeficiente f_{eq} que se obtiene con la siguiente relación:

$f_{eq} = f \left(1 + 0.5 \frac{d_s + Z_P}{b}\right)$

Z_P = Profundidad de plastificación en (m)

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

Figura 2.7.5-13: Figura 3.1003.303(1) B2 Manual de Carreteras



- En el caso (a) la tensión horizontal de interacción, σ_{HZ}, se determina ignorando la plastificación del suelo:
  $\sigma_{HZ} = k_H (\delta_P + \delta_M)$ en (tonf/m²) si k_H en (tonf/m³) y δ_P, δ_M en (m)
  en que los desplazamientos δ_P,δ_M y la constante de balasto k_H se obtienen con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1)A3
- El caso (c) se resuelve con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1)A3 en las que $L_P = L_P^*$, $P_1 = P^*$ y $M_1 = M^*$

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

2.7.5.8.2.2 CAPACIDAD DE SOPORTE LATERAL DEL SUELO

La resistencia pasiva horizontal del suelo σ_{Hp} disponible en la zona colaborante a la profundidad z se expresa en t/m^2 y se determina como:

$$\sigma_{Hp} = 3 \cdot (\sigma'_{vz} \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p})$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi_2}{1 - \operatorname{sen} \phi_2} \qquad (2\text{-}302)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo colaborante que embebe al pilote en t/m^2; se considerará nula para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad, con módulo nulo para $z = 0$.

ϕ_2 : Ángulo de fricción interna del suelo colaborante que embebe al pilote, (°).

σ_{vz}' : Tensión vertical efectiva en t/m^2 a la profundidad z, que incluye el peso de la columna de suelo de espesor d_s que exista sobre el inicio del suelo colaborante.

Si la presión horizontal de trabajo suelo-pilote a la profundidad z, verifica que $\sigma_{HZ} > 0{,}8\ \sigma_{Hp}$, la presión σ_{HZ} quedará acotada a $0{,}8\ \sigma_{Hp}$, por lo que el análisis del pilote bajo esta condición se debe repetir, utilizando un inicio modificado del suelo colaborante que se ubica a la profundidad de plastificación z_p, donde se verifique $\sigma_{HZ} = 0{,}8\ \sigma_{Hp}$. Por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, remplazándolo por las tensiones $0{,}8\ \sigma_{Hp}$ que pasan a ser solicitaciones externas según se ilustra en las Figura 2.7.5-12 y la Figura 2.7.5-13.

La profundidad de plastificación, z_p, se acotará de modo que los desplazamientos generados en la superestructura y los esfuerzos en el pilote se mantengan dentro de límites admisibles. De lo contrario, será necesario aumentar la cantidad de pilotes y/o sus secciones resistentes.

Para falla no drenada el procedimiento es similar, salvo que para determinar σ_{Hp} se utilizará la tensión vertical total en lugar de la efectiva, se hará $\phi = 0$ y $c = S_u$, en donde S_u es la resistencia no drenada del suelo a lo largo del fuste del pilote.

2.7.5.8.2.3 CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DEL SUELO EN UN GRUPO DE PILOTES

La interacción horizontal a través del suelo entre los pilotes de un grupo se cuantifica multiplicando por un factor de corrección C_r el coeficiente de incremento lineal del módulo de deformación del suelo f o el módulo de deformación del suelo E_o para suelos con módulo de deformación constante con la profundidad.

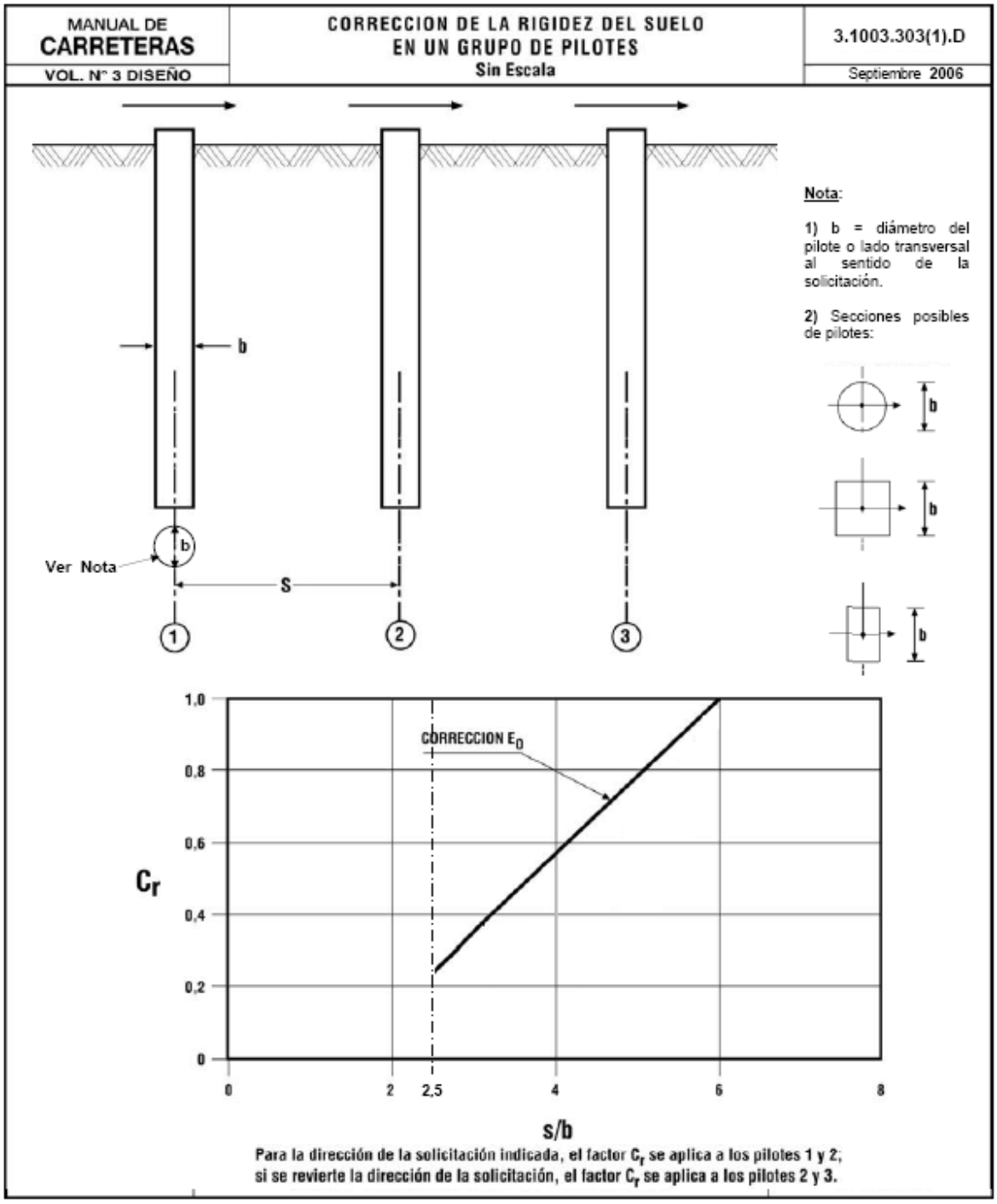
En la Figura 2.7.5-14 se establecen los valores de C_r en función de la distancia normalizada entre ejes de pilotes adyacentes. Para el sentido de las solicitaciones expuestas en la Figura 2.7.5-14, el coeficiente de corrección C_r se aplica a los pilotes 1 y 2; si se revierte el sentido de la solicitación, el coeficiente de corrección se aplica a los pilotes 2 y 3.

2.7.5.8.2.4 MARCO EQUIVALENTE

Los esfuerzos en los pilotes de un grupo conectados por un cabezal pueden determinarse utilizando el método aproximado denominado marco equivalente, el cual remplaza la zona enterrada de los pilotes por una longitud de empotramiento L_E. En la Figura 2.7.5-15, se esquematiza el procedimiento que consta de las siguientes etapas:

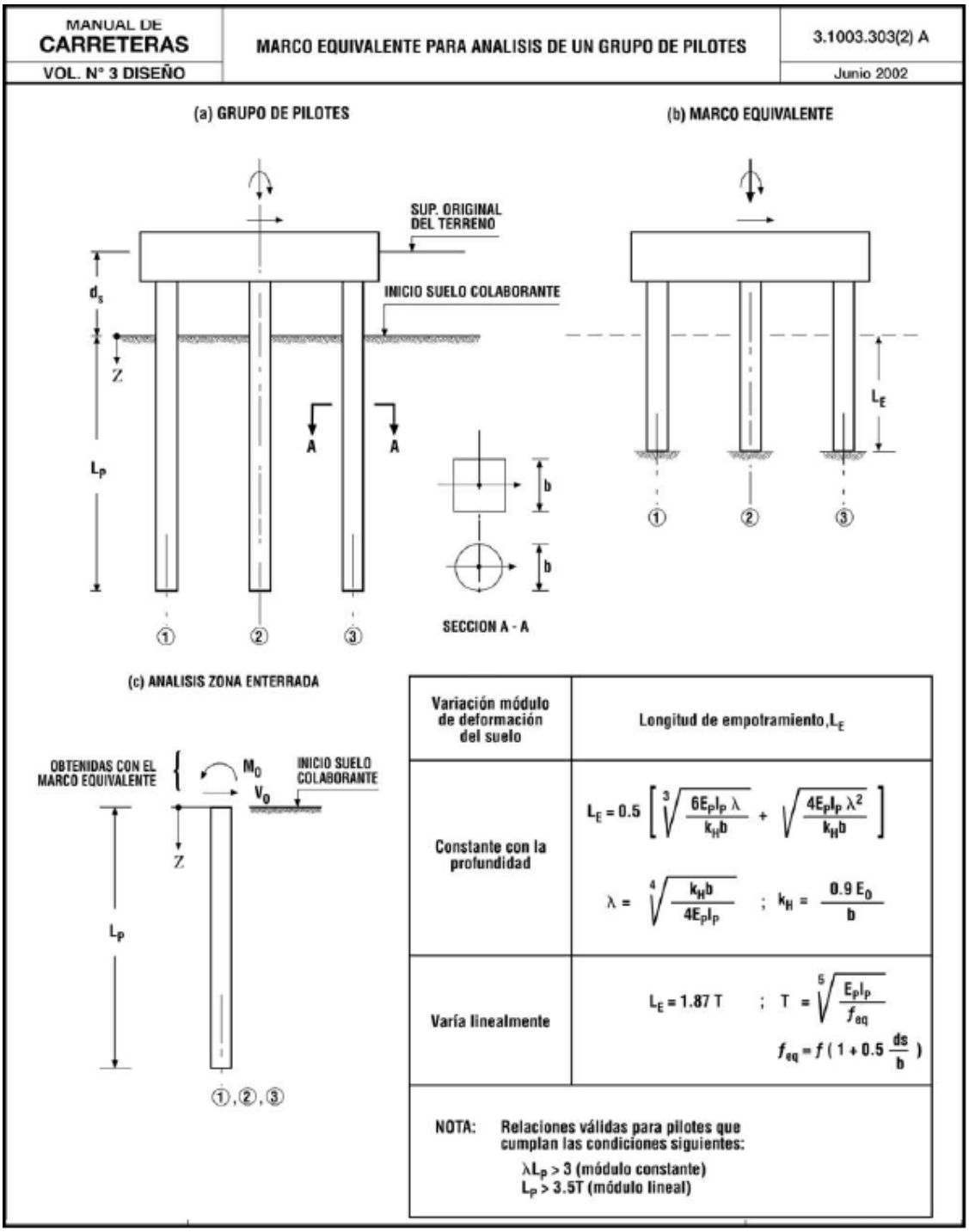
- Definición de la longitud de empotramiento para conformar el marco equivalente.
- Se resuelve el marco equivalente determinando el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes entre el cabezal y el inicio del suelo colaborante. Se designa por M_o al momento flector y por V_o al esfuerzo de corte en la sección de los pilotes que coincide con el inicio del suelo colaborante.
- Con M_o y V_o como solicitaciones externas se determina el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes bajo el inicio del suelo colaborante utilizando los procedimientos establecidos en la sección 2.7.5.8.2.1.
- En la determinación de la longitud de empotramiento L_E mediante las expresiones formuladas en la Figura 2.7.5-15, y en el análisis de la zona enterrada de los pilotes, el valor de E_o o de f deberá ser modificado multiplicándolo por el factor de corrección de grupo C_r establecido en la Figura 2.7.5-14.

Figura 2.7.5-14: Figura 3.1003.303(1) D Manual de Carreteras



Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

Figura 2.7.5-15: Figura 3.1003.303(2) A Manual de Carreteras



Fuente: Manual de Carreteras, Volumen III

2.7.5.8.2.5 MÉTODO GENERAL

En la práctica la solución de un grupo de pilotes o de un pilote aislado se resuelve para un valor cualquiera del módulo de deformación del suelo en profundidad E_z. Esto implica establecer la correspondiente variación en profundidad de la constante de balasto que debe ser corregida por el factor C_r si correspondiera. Asimilando el pilote a una fundación rectangular de ancho $B^* = b$ y de longitud mayor a $7 \cdot b$, en donde b es el diámetro equivalente, la constante de balasto a una profundidad Z de acuerdo a lo establecido en la sección 2.7.4.8.1.3, se define como:

Caso drenado con módulo de Poisson $\upsilon = 0,3$

$$K_{HZ} = 0,83 \frac{E_z}{b} \qquad (2\text{-}303)$$

Caso no drenado con módulo de Poisson $\upsilon = 0,5$

$$K_{HZ} = \frac{E_z}{b} \qquad (2\text{-}304)$$

Una vez corregida la constante de balasto por efecto de grupo y amplificada por 1,5, cuando se trata de la combinación sísmica, se resuelve el sistema mediante un programa computacional para análisis de estructuras, en donde se deberá verificar la plastificación del suelo.

2.7.5.9 CONSIDERACIONES SOBRE EL MODO DE FALLA DE TIPO ESTRUCTURAL (ROM 3.6.10)

Los pilotes, como elemento estructural, deben cumplir condiciones de seguridad y de comportamiento en servicio, iguales que el resto de los elementos estructurales de la obra.

La determinación de los esfuerzos actuantes en los pilotes es, sin embargo, un tema complejo de interacción suelo-estructura, sobre el cual se entrega a continuación algunas recomendaciones.

2.7.5.9.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN GRUPOS DE PILOTES (ROM 3.6.10.1)

La constante de resorte vertical será, en pilotes aislados, el cuociente entre la carga vertical *P* y el asentamiento *s* que ésta produce en el pilote al nivel del terreno. De esta relación se deduce la fórmula:

$$K_v = \frac{I}{\left(\frac{D_p'}{40 \cdot Q_h} + \frac{\alpha_{tc} \cdot l_2}{A_p \cdot E_p'} \right)} \qquad (2\text{-}305)$$

Donde:

D_p' : Diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)

Q_h : Carga de falla por capacidad de soporte

l_2 : Longitud del pilote dentro del terreno

A_p : Área de la sección transversal del pilote

E_p' : Módulo de elasticidad del pilote

α_{tc} : Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, ver sección 2.7.5.8.1.1

Para el caso de pilotes dentro de un grupo es preciso, antes, calcular el asentamiento esperado según se indica la sección 2.7.5.7.2.

Con esos cálculos se puede estimar el asentamiento medio del grupo s_{grupo} correspondiente a la carga vertical total N_{grupo}, y obtener una aproximación de la relación carga asentamiento, $K_{v,grupo}$:

$$K_{v,grupo} = \frac{N_{grupo}}{s_{grupo}} \qquad (2\text{-}306)$$

Este factor puede considerarse integrado como suma de las contribuciones de todos los pilotes del grupo.

$$K_{v,grupo} = \sum K_{v,i} \tag{2-307}$$

La distribución de la rigidez total $K_{v,grupo}$, entre los distintos pilotes del grupo, $K_{v,i}$ es un problema que sólo puede resolverse consultando la literatura técnica especializada (por ejemplo, el libro de Paulos, “Pile Foundation Analysis and Design”).

Para proyectos en los que este aspecto no sea crítico y siempre que el cabezal sea suficientemente rígido, se recomienda repartir proporcionalmente la rigidez total estimada entre los diversos pilotes de manera ponderada. A cada pilote se le asignaría un factor de ponderación f_i igual a:

$$f_i = A_{pi} \cdot E_{pi}' \cdot p_i \tag{2-308}$$

Donde:

p_i : Número adimensional que depende de la posición relativa del pilote dentro del grupo.

El factor p_i varía entre la unidad para los pilotes externos del grupo, un valor mayor para los pilotes internos y puede llegar a 1,5 para pilotes internos en grupos densos. Para grupos de pilotes separados más de siete diámetros, los factores de ponderación p_i pueden considerarse iguales a la unidad.

Con estas consideraciones, la relación carga-asentamiento de un pilote dentro de un grupo resulta:

$$K_{v,i} = \frac{N_{grupo}}{s_{grupo}} \frac{A_i \cdot E_i \cdot p_i}{\sum A_i \cdot E_i \cdot p_i} \tag{2-309}$$

2.7.5.9.2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL (ROM 3.6.10.2)

Las acciones en el pilote pueden provocar el agotamiento de la capacidad estructural de su sección resistente.

En general, los esfuerzos en los pilotes serán definidos por leyes de variación de los valores correspondientes de los esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores a lo largo de su eje.

Igual que en cualquier otro elemento estructural se comprobará, a todo lo largo del pilote, que la capacidad resistente comparada con los esfuerzos estimados conduzca a los mismos niveles de seguridad que se requieran en el proyecto en cuestión para los elementos estructurales.

La comprobación del pandeo de pilotes con parte libre, se realizará con modelos que simulen su fijación en el terreno mediante resortes determinados en la constante de balasto horizontal suelo-pilote, establecida en forma general en la sección 2.7.5.8.2.5. En forma más aproximada, la zona enterrada del pilote se representa con su longitud de empotramiento L_E, en cuyo extremo inferior el pilote esta con un empotramiento perfecto (sin rotación).

El pandeo de los pilotes totalmente enterrados en general no necesita ser considerado, salvo en el caso de pilotes que atraviesan capas de suelos cohesivos blandos o muy blandos. En esos casos, además, se debe comprobar que la carga axial, N, sea claramente inferior a la carga teórica de pandeo dada por la expresión:

$$N_{pandeo} = 8 \cdot (S_u \cdot EI)^{0,5} \qquad (2\text{-}310)$$

Donde:

S_u : Resistencia media al corte sin drenaje en el estrato blando

EI : Producto de inercia de la sección del pilote

El coeficiente de seguridad frente a pandeo $F_{pandeo} = N_{pandeo}/N$, deducido de la expresión anterior, debe ser superior, en todo caso, al mínimo que se indica para la capacidad de soporte en el acápite 2.7.5.6.3.

El cálculo estructural del pilote se escapa del alcance de este capítulo dedicado a la geotecnia. En el cálculo estructural serán necesarias otras comprobaciones y la utilización

de otros métodos. Las consideraciones indicadas en este acápite deben seguirse únicamente con carácter orientativo y en ausencia de otras recomendaciones más específicas. En todo caso es conveniente que, en condiciones de servicio (cargas sin mayorar), la compresión normal media que actúa sobre la sección del pilote no sobrepase los valores señalados en la Tabla 2.7.5-5.

Tabla 2.7.5-5: Compresión media máxima en pilotes

Tipo de material	Tipo de ejecución	Forma de trabajo	
		Flotante	Apoyo en roca
Hormigón armado ($f_{ck} \geq 2{,}5$ MPa)	Hincados	0,3 f_{ck}	
	Excavados con entibación	5 MPa	6 MPa
	Excavados (otros procedimientos)	4 MPa	5 MPa
Hormigón pretensado	Hincados	0,3 (f_{ck} – 0,9 f_p)	
Metálicos	Hincados	0,33 f_{yk}	
Madera	Hincados	5 MPa	

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión
f_p : Compresión nominal provocada por las armaduras activas
f_{yk} : Límite elástico de acero

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Estas tensiones son las que definen el concepto de tope estructural que suele utilizarse en proyectos de fundaciones profundas.

El control intenso de la ejecución puede justificar la utilización de topes estructurales mayores para pilotes empotrados en roca, pero nunca en más de un 20% del valor indicado.

2.7.6 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (ROM 3.7)

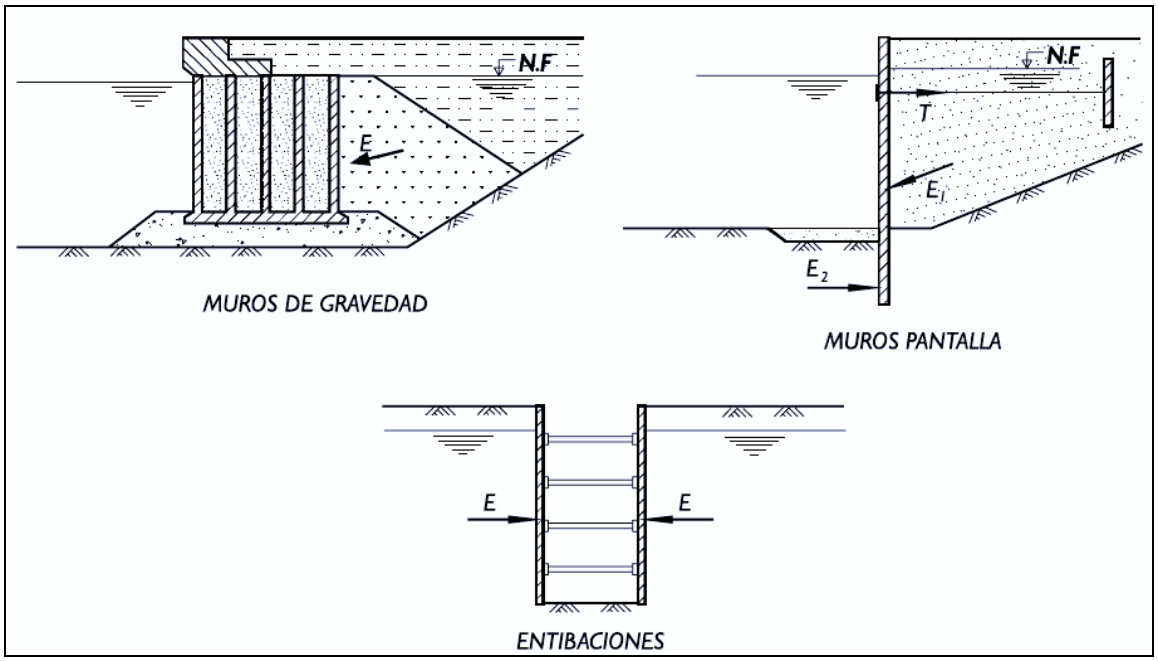
Se utilizarán como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM 05-05) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.6.1 TIPOLOGÍA (ROM 3.7.1)

Las estructuras de contención son aquellos elementos artificiales utilizados para crear en el terreno desniveles que de otra forma no serían estables.

Se distinguen tres tipologías básicas de estructuras de contención, las cuales se indican, esquemáticamente, en la Figura 2.7.6-1.

Figura 2.7.6-1: Tipología básica de estructuras de contención



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.6.1.1 MUROS DE GRAVEDAD (ROM 3.7.1.1)

Estructuras de contención que soportan el empuje de tierras, fundamentalmente mediante su propio peso.

Son ejemplos típicos los muelles de gravedad formados por bloques de hormigón o por cajones prefabricados.

También entran en este grupo los muros de hormigón armado que, aún con estructura aligerada, soportan el empuje con la ayuda del peso de las tierras que actúan sobre su losa de talón o sobre bandejas a media altura o según otras disposiciones estructurales.

2.7.6.1.2 MUROS PANTALLA (ROM 3.7.1.2)

Son estructuras de contención que reciben directamente el empuje del terreno y lo soportan mediante el empotramiento de su pie y eventuales anclajes próximos a su cabeza.

Los muelles o los muros, formados por recintos de tablestacas, son un caso especial, ya que participan del carácter de las pantallas flexibles en algunos aspectos locales, aunque en el conjunto también tienen aspectos en común con los muros de gravedad.

2.7.6.1.3 ENTIBACIONES (ROM 3.7.1.3)

Se clasificarían en este grupo aquellas estructuras de contención en las que, aprovechando dos planos próximos de excavación, se transmiten las cargas de uno a otro, mediante elementos estructurales trabajando principalmente a compresión, tales como, puntales, codales, etc.

La característica fundamental de este tipo de estructuras es el escaso movimiento permitido, ya que, en general, los puntales son rígidos comparados con el terreno, ya sea por su amplia sección transversal o por su escasa longitud.

2.7.6.2 VALORES LÍMITES DEL EMPUJE (ROM 3.7.2)

El empuje sobre la estructura de contención dependerá de factores geométricos y de la resistencia del suelo retenido, representada por el ángulo de fricción ϕ y la cohesión c movilizada. Para efectos de diseño se considera que el empuje mínimo o empuje activo se alcanza cuando se moviliza el par c - ϕ obtenido con la envolvente de falla para el desviador máximo en un ensayo triaxial o de corte directo. Cabe señalar que en la gran mayoría de los casos, el suelo retenido es un relleno granular, el que no necesariamente exhibe cohesión.

La incorporación de la cohesión, cuando existe, debe ser tratada con cautela, especialmente en diseños sísmicos que admitan corrimientos horizontales permanentes de la estructura de contención, para los cuales la cohesión tiende a desaparecer.

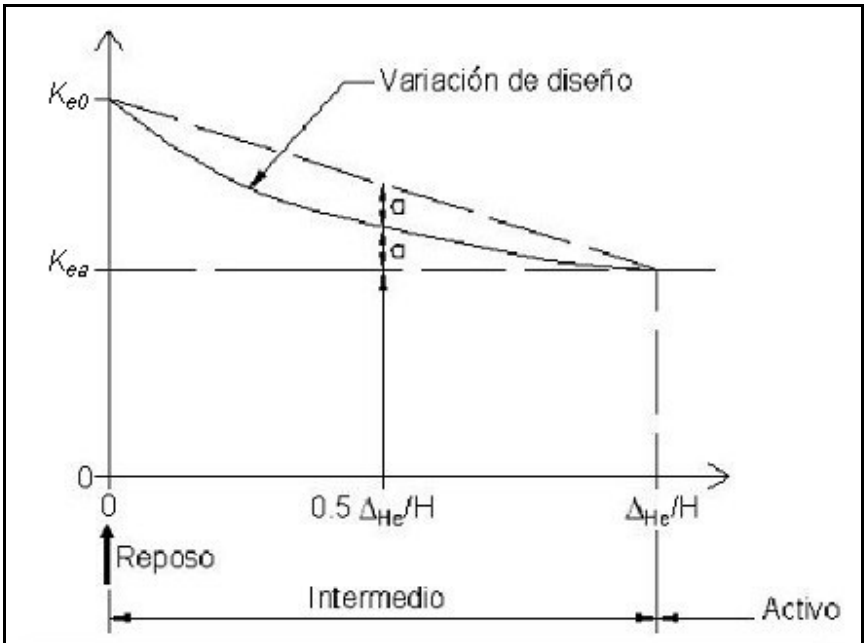
Cuando el muro se mueve contra el terreno de manera que éste le ayude a soportar cargas exteriores, tales como, empujes de atraque, tiros de anclaje, etc., el empuje aumenta a medida que lo hace la deformación. Existe también un límite al empuje que puede movilizarse, controlado principalmente por la resistencia del terreno, denominado empuje pasivo o más apropiadamente resistencia pasiva.

Si la estructura de contención prácticamente no se deformara, es decir, una estructura rígida apoyada en un suelo o roca rígidos, el empuje se desarrolla para una condición de reposo.

De acuerdo a lo anterior se define el coeficiente de empuje para solicitaciones estáticas K_e que varía entre la condición de reposo $K_e = K_{e0}$ y la condición activa $K_e = K_{ea}$.

En la Figura 2.7.6-2 se establece el desplazamiento horizontal mínimo de la estructura ΔH_e, normalizado por la altura de la estructura de contención en contacto con el suelo H, requerido para alcanzar la condición activa. Este desplazamiento se origina por la deformada de la estructura de contención y por los desplazamientos de su fundación, los que no siempre son suficientes para alcanzar la condición activa. Ello exige un cálculo iterativo ya que $\Delta H_e/H$ depende del empuje de tierras y este último depende del coeficiente de empuje K_e que a su vez depende de $\Delta H_e/H$.

Figura 2.7.6-2: Variación del coeficiente de empuje con el desplazamiento normalizado de la estructura de contención

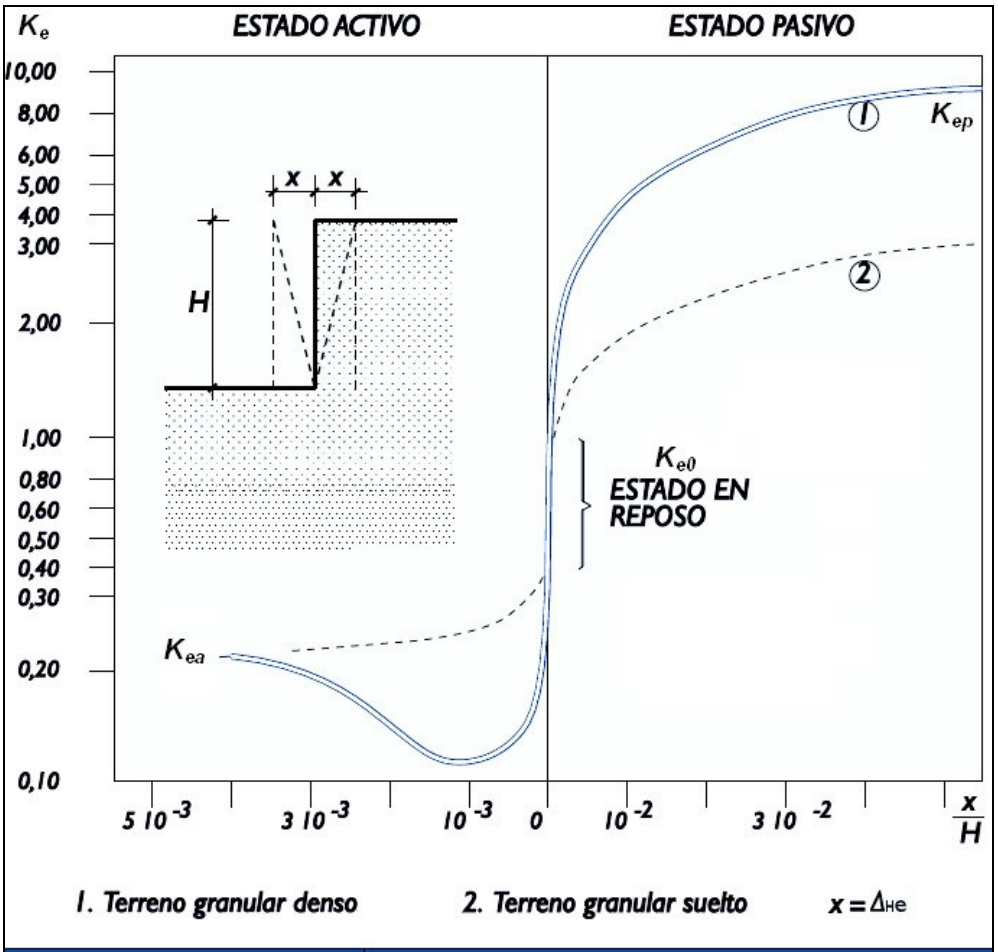


Suelo Retenido	Δ_{He}/H
Grava arenosa densa	$0{,}7 \times 10^{-3}$
Grava arenosa compacidad media y suelta	$2{,}0 \times 10^{-3}$
Arenas densas	$0{,}9 \times 10^{-3}$
Arenas compacidad media	$2{,}0 \times 10^{-3}$
Arenas sueltas	$3{,}5 \times 10^{-3}$
Limos compactos	$2{,}0 \times 10^{-3}$
Arcilla CL compacta: arcilla CL consistente	$1{,}0 \times 10^{-2}$
Arcilla blanda	$2{,}0 \times 10^{-2}$

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 2.7.6-3 se incluye un ejemplo que ilustra la variación del coeficiente de empuje en función del giro de un muro hipotético que soporta un relleno granular. En esa figura se indican, también, valores típicos de la rotación necesaria para movilizar los empujes límites en otros terrenos.

Figura 2.7.6-3: Esquema de la relación entre empuje y movimiento



Tipo de Terreno	Rotación x/H	
	E. Activo	E. Pasivo
Granular denso	10^{-3}	$2,10^{-2}$
Granular suelto	$4,10^{-3}$	$6,10^{-2}$
Cohesivo duro	10^{-2}	$2,10^{-2}$
Cohesivo blando	$2,10^{-2}$	$4,10^{-2}$

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

La mayor parte de los cálculos que se mencionan en este capítulo se refieren a comprobaciones de Estados Límite Últimos en los que se supone que el terreno se rompe, por lo tanto, en la mayoría de los casos será necesario estimar los valores límites de los empujes.

En aquellos cálculos asociados con la comprobación de Estados Límite de Servicio y en aquellos asociados a comprobaciones de modos de falla de tipo estructural, puede ser necesario considerar situaciones de empuje intermedias.

2.7.6.3 SIMPLIFICACIONES NECESARIAS PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES (ROM 3.7.3)

Es necesario hacer ciertas simplificaciones del problema real de manera que se faciliten los cálculos posteriores.

En primer lugar, salvo algunas consideraciones que se hacen más adelante (acápite 2.7.6.8, el problema del cálculo del empuje será bidimensional. Para ello, se considerará cuantas secciones planas verticales sean necesarias para evaluar los empujes en distintas partes de la obra.

Tras esta simplificación, el ingeniero tendrá que hacer otras relativas a la geometría del trasdós, a la geometría del terreno y a la inclinación de los empujes, las cuales se desarrollan en los acápites que siguen. La forma de simplificar el paramento de trasdós afectará a la hipótesis relativa al ángulo de inclinación de los empujes.

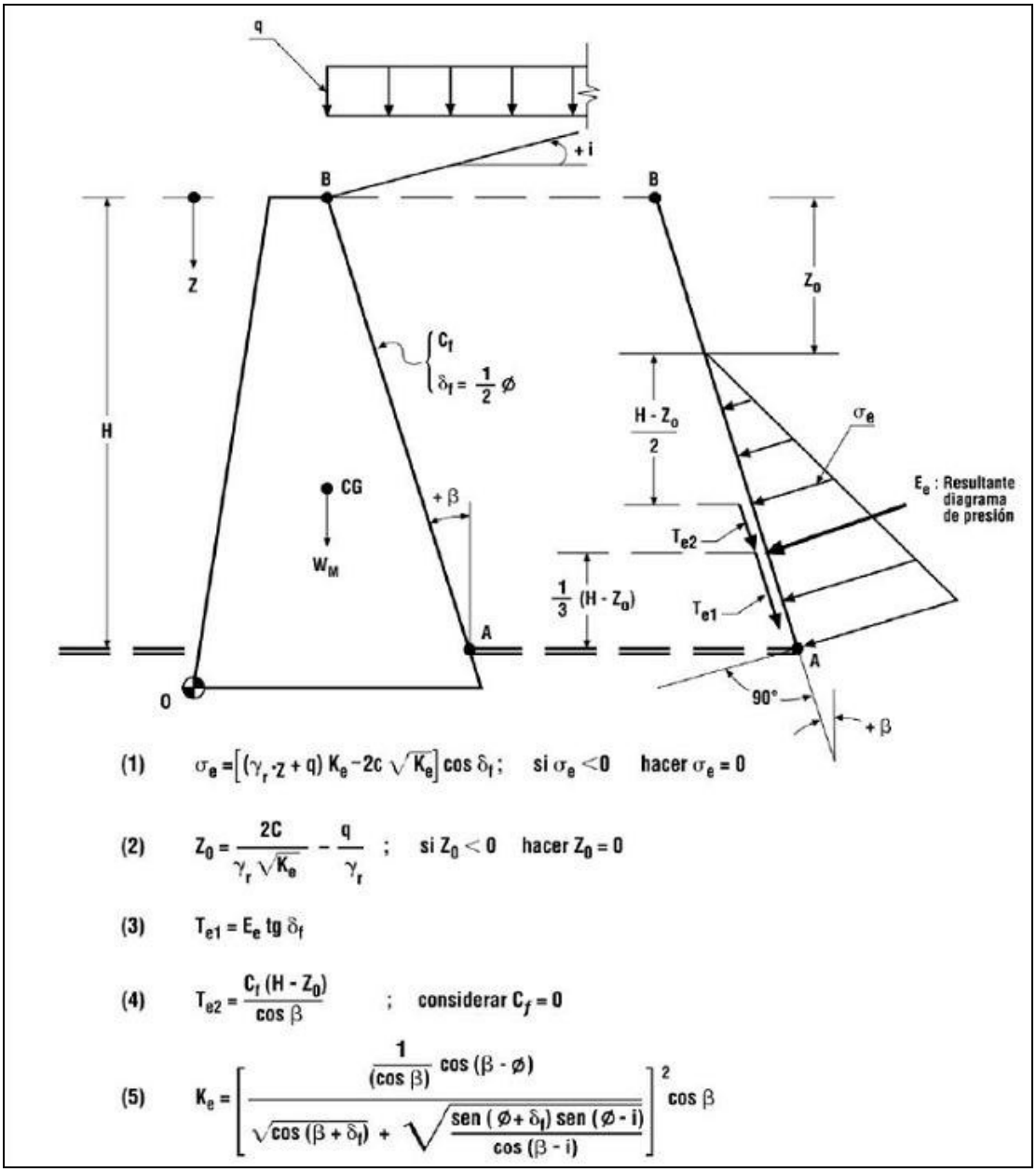
Finalmente, se realizarán algunas simplificaciones adicionales que se irán comentando en cada caso particular.

2.7.6.3.1 GEOMETRÍA DEL TRASDÓS DEL MURO (ROM 3.7.3.1)

Para el caso de muros gravitacionales, en la Figura 2.7.6-4 se expone el diagrama del empuje de tierras estático, en el que se incluye la cohesión c_f y el ángulo de fricción δ_f movilizados entre el suelo retenido y el muro (plano AB). Lo recomendable es considerar $c_f = 0$ y solo incluir la cohesión del suelo retenido c, si se demuestra que los desplazamientos del muro, para condición estática más sísmica, no generen el deterioro de dicha cohesión.

El ángulo δ_f se considera igual a $0{,}5\phi$ aun cuando para condición activa $\delta_f = \phi$ si $\beta = 45° + \phi/2$ y $\delta_f = i$ si $\beta = 0$. Sin embargo, aun cuando $\beta = i = 0$ se movilizará un roce en el interfaz muro suelo ya que al desplazarse el muro el suelo “cae hacia abajo”, generándose un desplazamiento relativo en dicha interfaz. Los desplazamientos mínimos normalizados, $\Delta H_e/H$, requeridos para alcanzar la condición activa expuestos en la Figura 2.7.6-2 y en la Figura 2.7.6-3 tienden a desarrollar $\delta_f = 0{,}5\phi$.

Figura 2.7.6-4: Empuje de tierra estático en muro gravitacional



Fuente: Manual de Carreteras Volumen III, Lamina 3.1003.402(2)A (con modificaciones)

Donde:

AB : Paramento trasdós

q : Sobrecarga, t/m^2

W_M : Peso muro, t/m

c : Cohesión del suelo, t/m^2

c_f : Cohesión movilizada en el plano AB, t/m^2

ϕ : Ángulo de fricción del suelo, °

δ_f : Ángulo de fricción movilizado en el plano AB. Para efectos de diseño se considerará $\delta_f = 0.5\phi$

γ_Y : Peso unitario del suelo retenido, t/m^3

Z : Profundidad, m

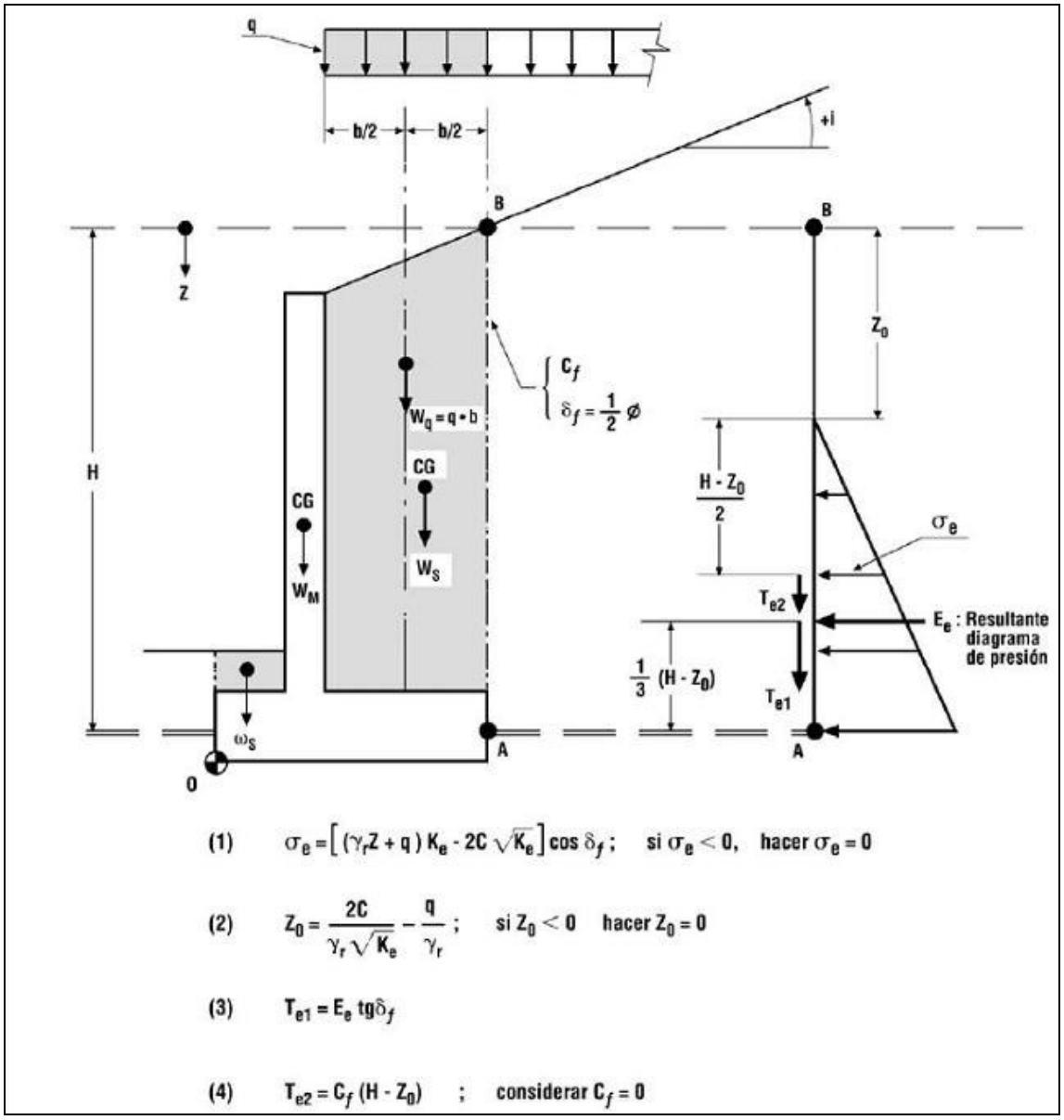
H : Altura, m

Ee : Resultante diagrama de presión estática, t/ml

σ_e : Presión estática, t/m^2

Para muros cantiléver, como el que se ilustra en la Figura 2.7.6-5, el suelo sobre la zarpa trasera se considera parte integrante del muro, por lo que el empuje del suelo retenido actúa sobre el plano AB. En este plano se moviliza el par c_f, δ_f considerando $c_f = 0$ y $\delta_f = 0{,}5\phi$.

Figura 2.7.6-5: Empuje de tierra estático en muro cantiléver



Fuente: Manual de Carreteras Volumen III, Lamina 3.1003.402(2)B (con modificaciones)

Donde:

Ke : Según la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4 con β = 0

AB : Plano ficticio

q : Sobrecarga, t/m^2

c : Cohesión del suelo, t/m^2

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

δf : Ángulo de fricción movilizado en el plano AB. Para efectos de diseño se considerará δf = 0,5ϕ.

γ_Y : Peso unitario del suelo retenido, t/m^3

ω_s : Peso del suelo sobre la zapada delantera, t/ml

W_s : Peso del suelo sobre la zapata trasera, t/ml

W_q : Resultante sobrecarga sobre la zapata trasera, t/ml

W_M : Peso muro, t/m

Z : Profundidad, m

H : Altura, m

E_e : Resultante diagrama de presión estática, t/ml

σ_e : Presión estática, t/m^2

La línea horizontal que pasa por el punto A en la Figura 2.7.6-4 y en la Figura 2.7.6-5, tanto para muros gravitacionales como cantiléver, representa el inicio de suelo duro o roca; si no existieran estos horizontes el punto A se ubica en el sello de fundación del muro.

2.7.6.3.2 HETEROGENEIDAD DEL TERRENO (ROM 3.7.3.2)

En general, el terreno alrededor del muro será heterogéneo, por lo cual, se deberá simplificar esa situación a fin de que el cálculo sea viable de manera suficientemente sencilla.

El terreno del trasdós de muros de contención debe representarse mediante zonas de resistencia y densidad homogéneas. A estos efectos, la presencia del nivel freático puede suponer una causa de discontinuidad.

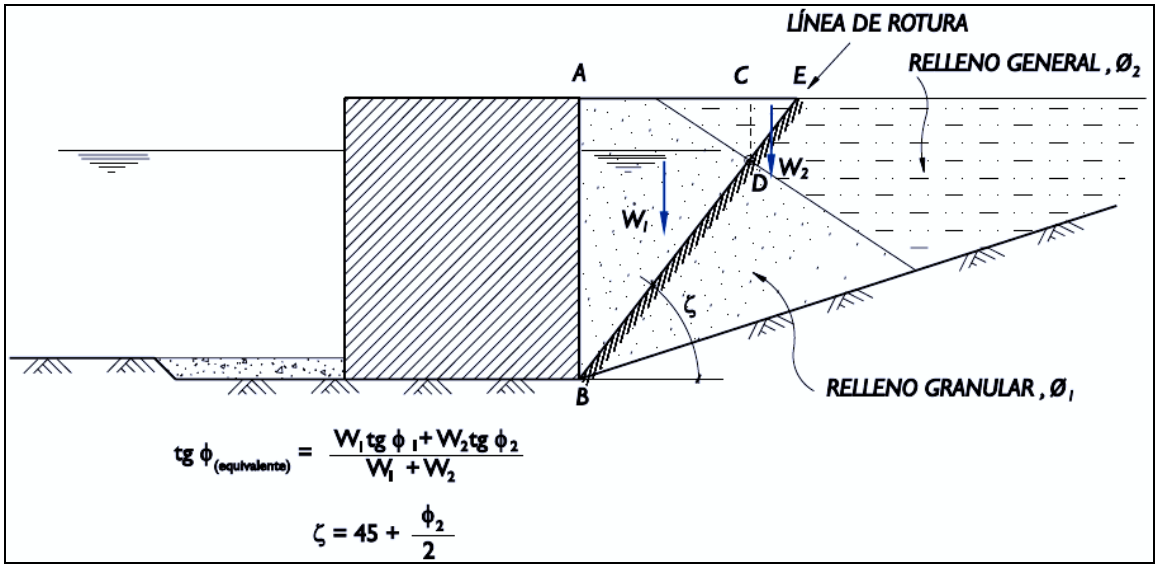
Al realizar las simplificaciones necesarias para representar el terreno real en las secciones planas del cálculo, el ingeniero deberá ser prudente asignando a los estratos o niveles más débiles espesores mayores a los razonablemente esperados.

En aquellos casos en los que las variaciones geométricas del terreno puedan ser importantes y estén poco controladas, es recomendable hacer un análisis de sensibilidad repitiendo los cálculos con distintas geometrías del terreno.

2.7.6.3.2.1 RELLENO EN TALUD (ROM 3.7.3.2.1)

Una heterogeneidad común en las obras portuarias es la indicada en Figura 2.7.6-6. Un relleno de mejor calidad está en las proximidades de la estructura de contención, mientras que otro general se construye después a mayor distancia, vertiendo sobre el talud dejado por el primero.

Figura 2.7.6-6: Esquema de algunas heterogeneidades típicas



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En el procedimiento general de cálculo de empujes que más adelante se indica, esta heterogeneidad no necesita ser simplificada. En los procedimientos de cálculo más sencillos, basados en los coeficientes de empuje (sección 2.7.6.4), es preciso simplificar el problema.

Tal como se muestra en la figura, el problema puede simplificarse suponiendo un terreno único equivalente, cuyo ángulo de rozamiento se obtiene como media ponderada de los correspondientes a los materiales que forman el trasdós. En esa ponderación se utilizarán los pesos efectivos, calculados con la densidad aparente por encima del nivel freático y con la densidad sumergida por debajo de él.

Si existiese cohesión, la media ponderada se haría con respecto a las distintas longitudes de los tramos de la línea de deslizamiento en cada terreno (longitudes BD y DE en el caso de la figura).

La línea base BE, intenta ser una primera aproximación al plano de rotura del terreno en la situación de empuje activo. Una vez obtenido el valor de $\phi_{equivalente}$, el ángulo de inclinación de esa línea se puede aproximar algo mejor, utilizando como inclinación de esta línea base, el ángulo:

$$\zeta = 45° + \frac{1}{2}\phi_{equivalente} \qquad (2\text{-}311)$$

Esta iteración podrá mejorar la estimación del ángulo de rozamiento buscado.

Esta simplificación dará lugar a errores que, en general, estarán del lado de la seguridad. El empuje activo calculado con el terreno equivalente será en general mayor y estará situado algo más alto que el correspondiente a un cálculo más preciso.

En caso de existir más de dos terrenos puede seguirse un procedimiento similar, utilizando como línea base la recta inclinada un ángulo $45° + (\phi/2)$, donde ϕ es el ángulo de rozamiento del terreno más suelto y que, después, mediante un cálculo iterativo, puede aproximarse al ángulo de rozamiento equivalente que resulte de la ponderación.

En caso de utilizarse esta simplificación, en el cálculo de empujes pasivos puede seguir un procedimiento similar, aunque en este caso la inclinación de la línea base para hacer interpolación debe ser:

$$\zeta = 45° - \frac{\phi_1}{2} \qquad (2\text{-}312)$$

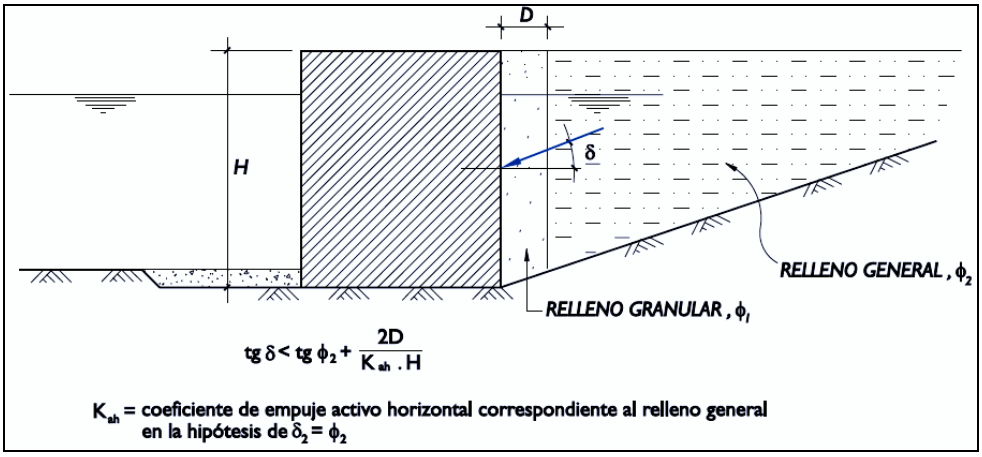
Donde ϕ_1 es el ángulo de rozamiento del terreno más resistente que después, en sucesivas iteraciones, puede aproximarse al ϕ equivalente que resulte de la ponderación.

En cualquier caso, el ángulo ϕ a utilizar en los cálculos debe ser el que corresponda al material de contacto entre el muro y el terreno del trasdós.

2.7.6.3.2.2 RELLENO EN FRANJA ESTRECHA (ROM 3.7.3.2.2)

Una situación que puede darse con alguna frecuencia es la indicada en la parte inferior de la Figura 2.7.6-7. Únicamente en una banda estrecha en la zona de contacto del muro contra el terreno se dispone un material granular más resistente.

Figura 2.7.6-7: Esquema de algunas heterogeneidades típicas



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En esos casos es posible utilizar un procedimiento similar al descrito en la sección anterior para calcular el ángulo de rozamiento equivalente. Si la franja de material granular es estrecha (D << H) la resistencia del terreno equivalente será, a efectos prácticos, la correspondiente al relleno general.

Sin embargo, el ángulo ϕ de rozamiento tierras-muro puede suponerse controlado por el material granular, aunque debe cumplir la limitación indicada en la figura.

Si esta última simplificación se utiliza para cálculos de empuje pasivo, el coeficiente K_{ah} que se menciona en la figura debe sustituirse por el coeficiente K_{ph} correspondiente al empuje pasivo.

2.7.6.3.3 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO (ROM 3.7.1.1)

En esta sección, el análisis de las ROM españolas, es un análisis conceptualmente de interés, por lo que constituye un buen elemento de consulta. Sin embargo, no se incluye este método dado que se incorporan los métodos basados en el coeficiente de empuje activo, ampliamente utilizado por los profesionales debido a su mayor simplicidad.

2.7.6.4 MÉTODOS BASADOS EN EL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO (ROM 3.7.5)

El método general puede resultar laborioso, dado que exige calcular varios tramos de un mismo muro y tantear diversas líneas de rotura para cada tramo hasta obtener un máximo del empuje.

Para facilitar los cálculos puede utilizarse el procedimiento que se describe a continuación basado en el concepto de coeficientes de empuje.

Para el caso de un suelo retenido homogéneo y sin napa, se utilizará lo indicado en las figuras de la sección 2.7.6.3.1. Estas figuras corresponden al Capítulo III del Manual de Carretera, láminas 3.1003.402(2)A y el 3.1003.402(2)B.

Para el caso en que el paramento en el trasdós del muro cambie de geometría, y el suelo retenido presente napa y estratificación horizontal o asimilada a ella, se determinan los valores del coeficiente de empuje activo, K_e, correspondientes a cada tramo de muro en función de la pendiente, i, y de ϕ, δ_f y β de cada tramo. Para tal efecto, se utiliza la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4.

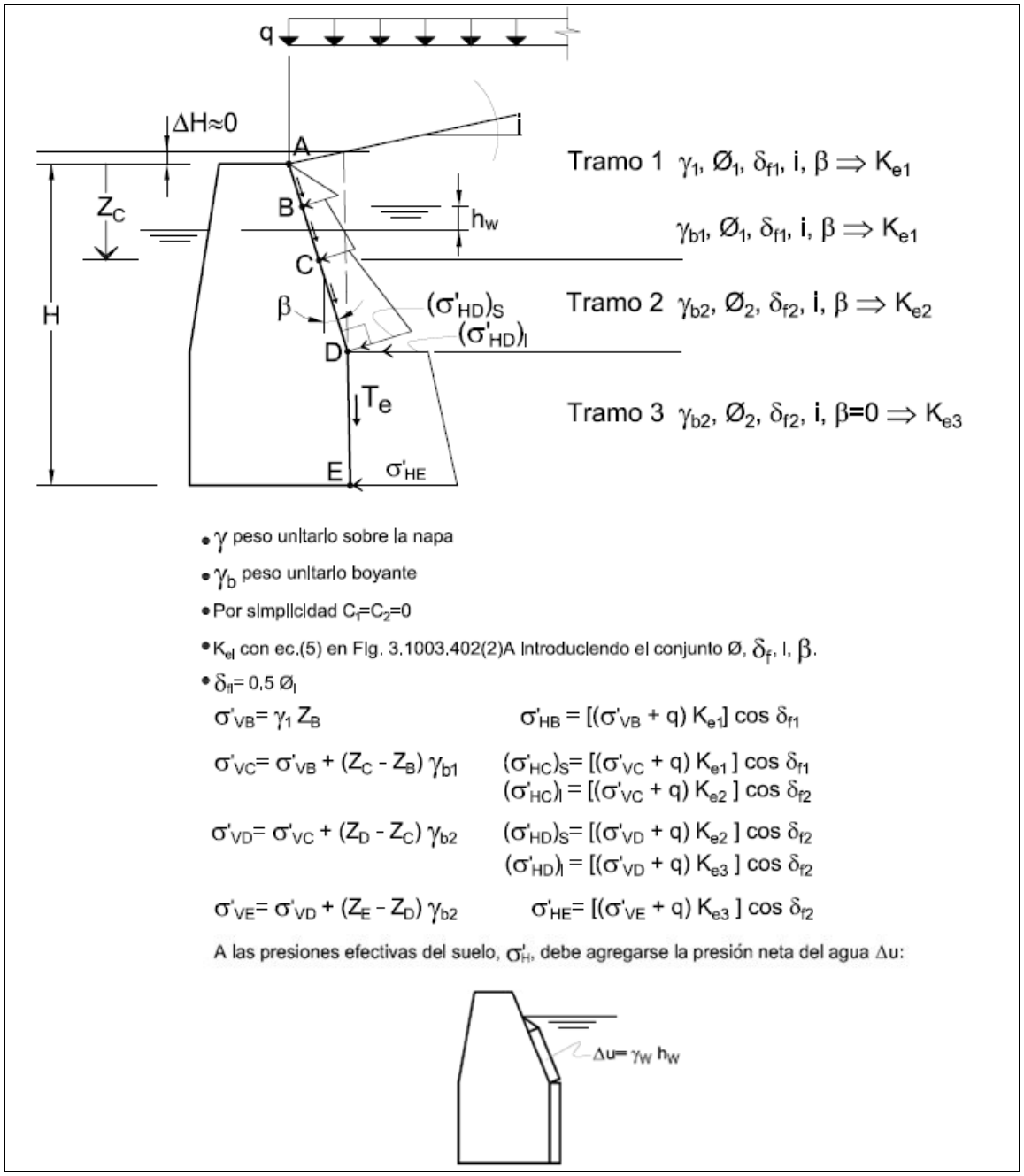
Conocido el K_e, mediante la ecuación (1) de la Figura 2.7.6-4 se obtiene la presión de empuje σ_e a una profundidad Z, remplazando el término $\gamma_r Z$ presente en esa ecuación por la presión efectiva, σ'_v, a esa profundidad. En la Figura 2.7.6-8 se esquematiza la aplicación del método en el que las solicitaciones T_{ei} en la interfaz muro – suelo se definen como:

$$T_{ei} = E_{ei} \cdot \tan \delta_{fi} \qquad (2\text{-}313)$$

Donde:

E_{ei} : Resultante del empuje en cada tramo.

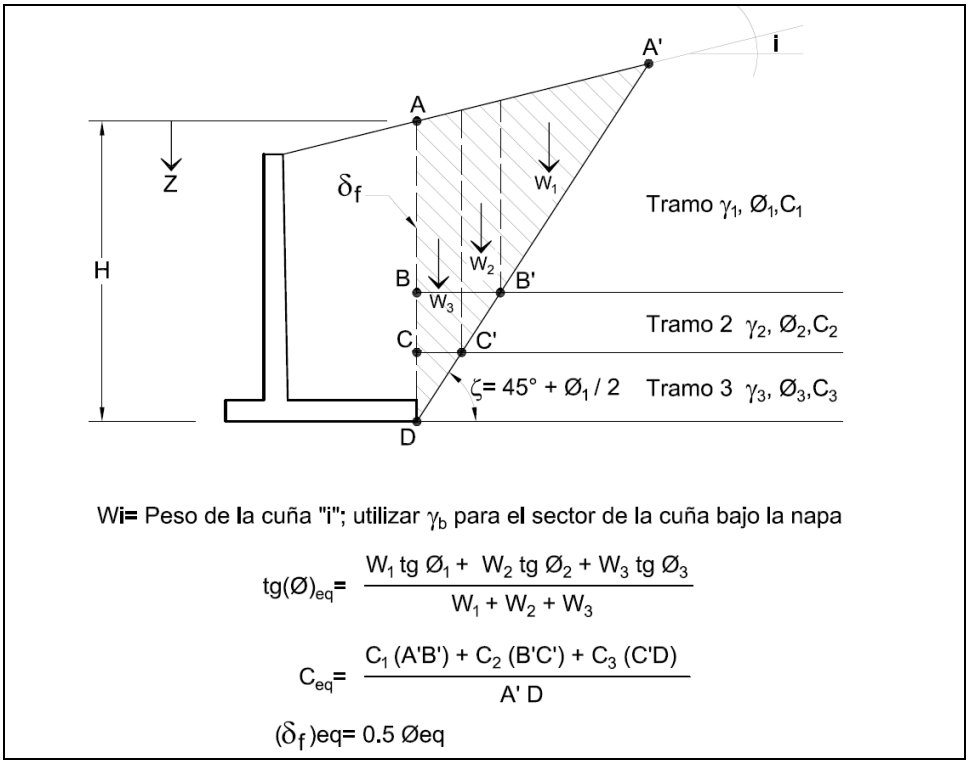
Figura 2.7.6-8: Determinación de empujes estáticos por estratificación y geometría variable



Fuente: Elaboración Propia

En la práctica, la existencia de varios estratos en el trasdós de una estructura de contención portuaria es poco frecuente. Así entonces, resulta más simple transformar el suelo en uno homogéneo equivalente asignándole una cohesión equivalente, c_{eq}, un ángulo de fricción equivalente, ϕ_{eq}, y el correspondiente $(\delta_f)_{eq} = 0.5\phi_{eq}$. La determinación de C_{eq} y ϕ_{eq} se establece en la Figura 2.7.6-9 de modo que, al transformar el suelo retenido a un depósito homogéneo, se aplican directamente las relaciones de la Figura 2.7.6-4 y de la Figura 2.7.6-5.

Figura 2.7.6-9: Ejemplo para definir parámetros equivalentes



Fuente: Elaboración Propia

Con ϕ_{eq}, $(\delta_f)_{eq,i}$ y en este caso $\beta = 0$ se define K_e con la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4. La presión σ_e se obtiene con la ecuación (1) de la Figura 2.7.6-5 remplazando $\gamma_\gamma Z$ por la presión efectiva vertical σ'_v a esa profundidad.

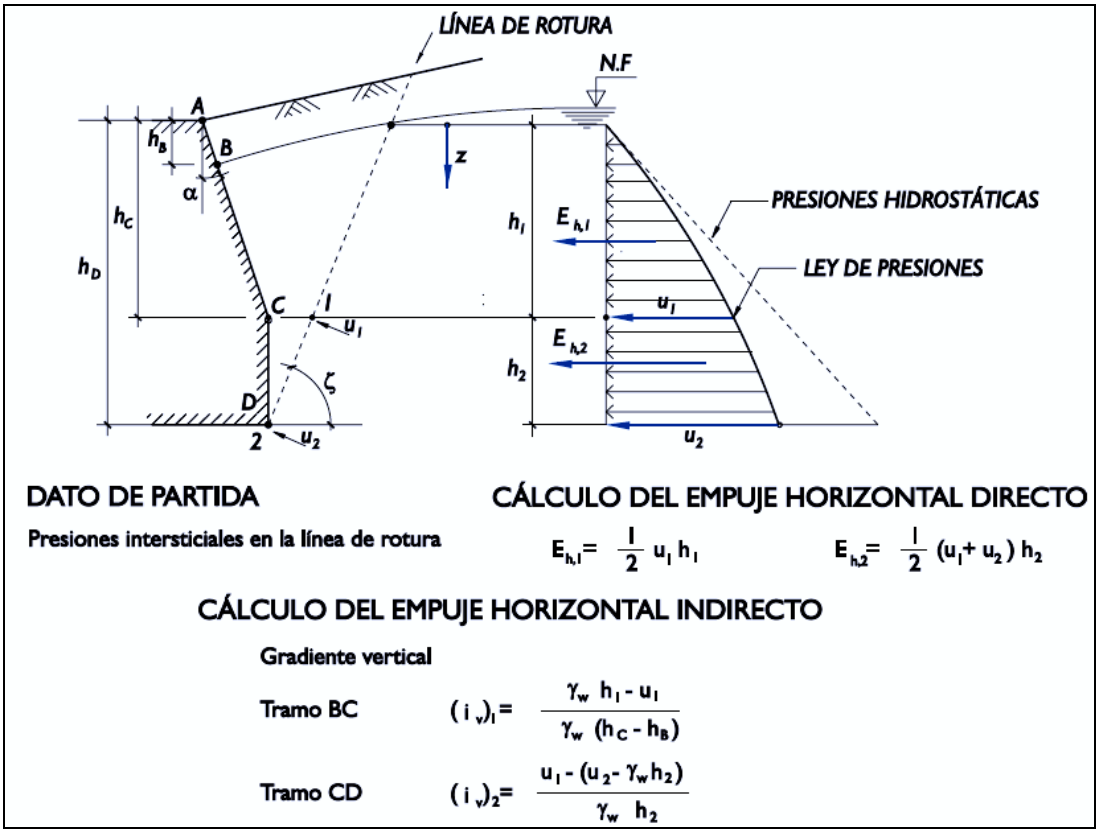
Para una mayor precisión, si la magnitud de la estructura lo amerita, se parte con $\xi = 45° + \phi_1/2$ con lo cual se obtiene ϕ_{eq}. Se repite el análisis con $\xi = 45° + \phi_{eq}/2$ hasta lograr la convergencia.

2.7.6.4.1 EMPUJE DEL AGUA (ROM 3.7.5.4)

En obras portuarias lo habitual es trabajar con el empuje de agua descompensado, tal como se ilustra en la Figura 2.7.6-8, salvo en el caso de un tsunami en que el desnivel descompensado es de gran magnitud que requiere reducción mediante un adecuado drenaje de la napa en el trasdós.

Otro método más sofisticado, que no siempre se justifica aplicarlo en la práctica, utiliza una condición general con red de flujo. En este caso, el cálculo del empuje horizontal del agua intersticial sobre el muro debe realizarse siguiendo el procedimiento indicado en la Figura 2.7.6-10, el cual se basa en lo expuesto en la sección 2.7.3.4.

Figura 2.7.6-10: Cálculo del empuje horizontal del agua



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

A efectos de este cálculo la línea de rotura puede suponerse plana y definida por el ángulo $\zeta = 45° + \phi/2$, donde ϕ es el ángulo de rozamiento del terreno más débil del trasdós.

En esta figura, se trata de indicar que el empuje horizontal, debido al agua en cada tramo de cálculo, se obtiene mediante integración directa de la ley de presiones en los tramos h_1 y h_2. Esa integración se hace, en la mencionada figura, suponiendo leyes de variación lineal de la presión en cada tramo.

La componente vertical del empuje del agua se deduce multiplicando estos empujes horizontales por la tangente el ángulo del trasdós del muro con la vertical en el tramo correspondiente, esto es:

$$E_{v,i} = (\tan\alpha)_i \cdot E_{h,i} \tag{2-314}$$

Por otra parte, el gradiente hidráulico vertical $(i)_1$ en el tramo BC y el gradiente $(i)_2$ en el tramo CD, generan un incremento de las tensiones verticales efectivas, expresadas como:

$$wZ \tag{2-315}$$

Lo que se traduce en un incremento del empuje sobre la estructura:

$$\Delta\sigma_e = K_e \cdot i \cdot \gamma_w Z \tag{2-316}$$

2.7.6.4.2 EFECTO DE LAS SOBRECARGAS (ROM 3.7.5.6)

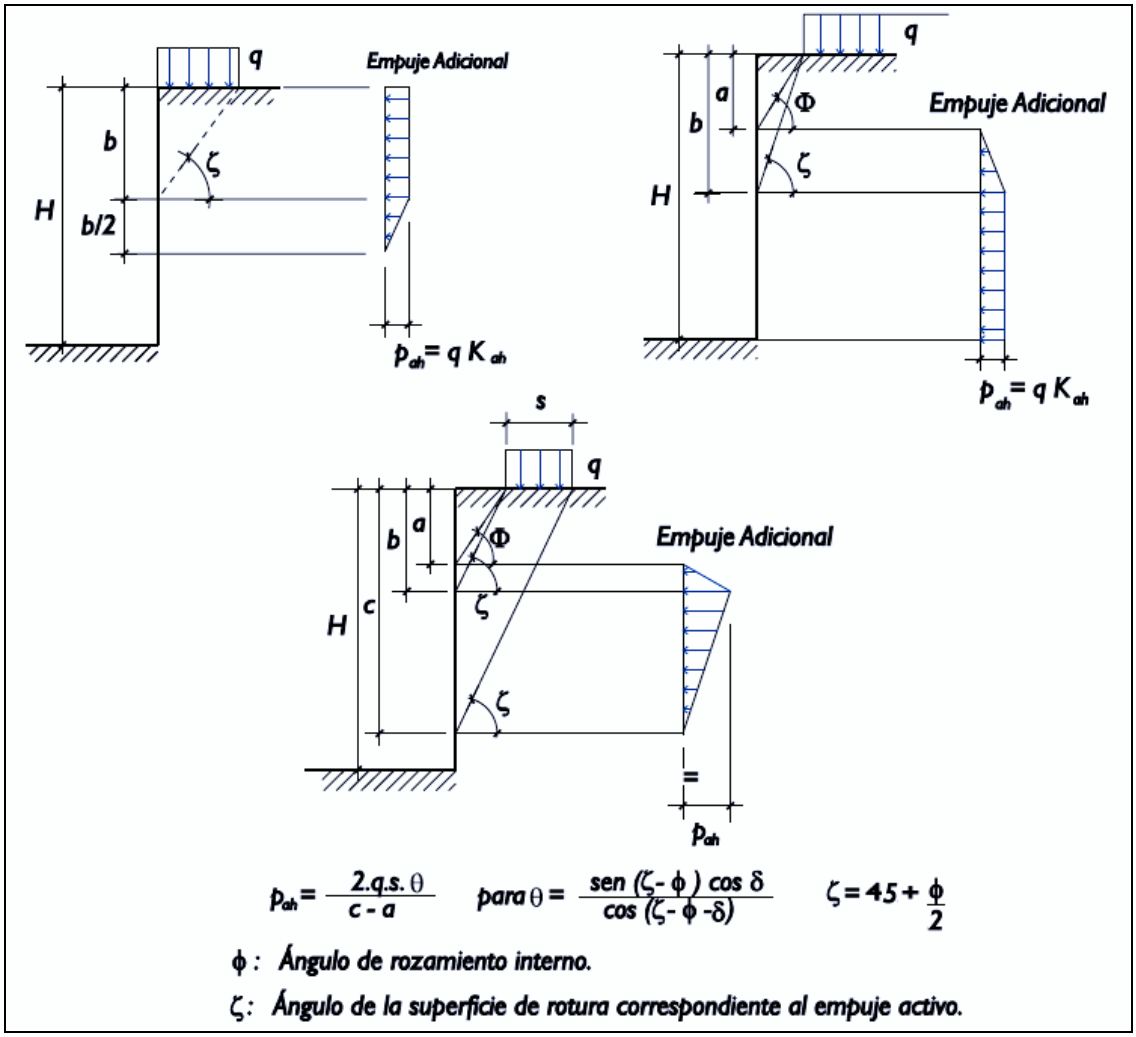
2.7.6.4.2.1 SOBRECARGAS VERTICALES DE GRAN EXTENSIÓN (ROM 3.7.5.6.1)

Su colaboración al empuje se explicita en la expresión (1) de la Figura 2.7.6-4 y de la Figura 2.7.6-5. En esta expresión, el coeficiente de empuje activo Ke puede variar en tramos asociados a estratificación, napa y cambios en la geometría del paramento en el trasdós del muro cuyo tratamiento se expuso en la Figura 2.7.6-8.

2.7.6.4.2.2 SOBRECARGAS VERTICALES UNIFORMES DE EXTENSIÓN LIMITADA (ROM 3.7.5.6.2)

Cuando las sobrecargas se extienden indefinidamente en la dirección del muro, pero están limitadas en la dirección normal, el problema de cálculo del empuje sigue siendo bidimensional y puede resolverse haciendo las hipótesis simplificadas que se ilustran gráficamente en la Figura 2.7.6-11.

Figura 2.7.6-11: Efecto de sobrecargas parciales en el empuje activo horizontal



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En esta figura se indica el valor de la componente horizontal del empuje. El conocimiento previo del ángulo δ correspondiente permitirá calcular la componente vertical asociada.

Se debe advertir que, tratándose de un problema de equilibrio límite, y teniendo presente las simplificaciones implícitas en la Figura 2.7.6-11, los efectos de las sobrecargas no son estrictamente superponibles. Por ese motivo, es recomendable utilizar los gráficos de la figura únicamente para sumar efectos de distintas sobrecargas, ya que ello conducirá en

general a resultados conservadores. Sin embargo, no se deben utilizar esas soluciones para restar el efecto de sobrecargas.

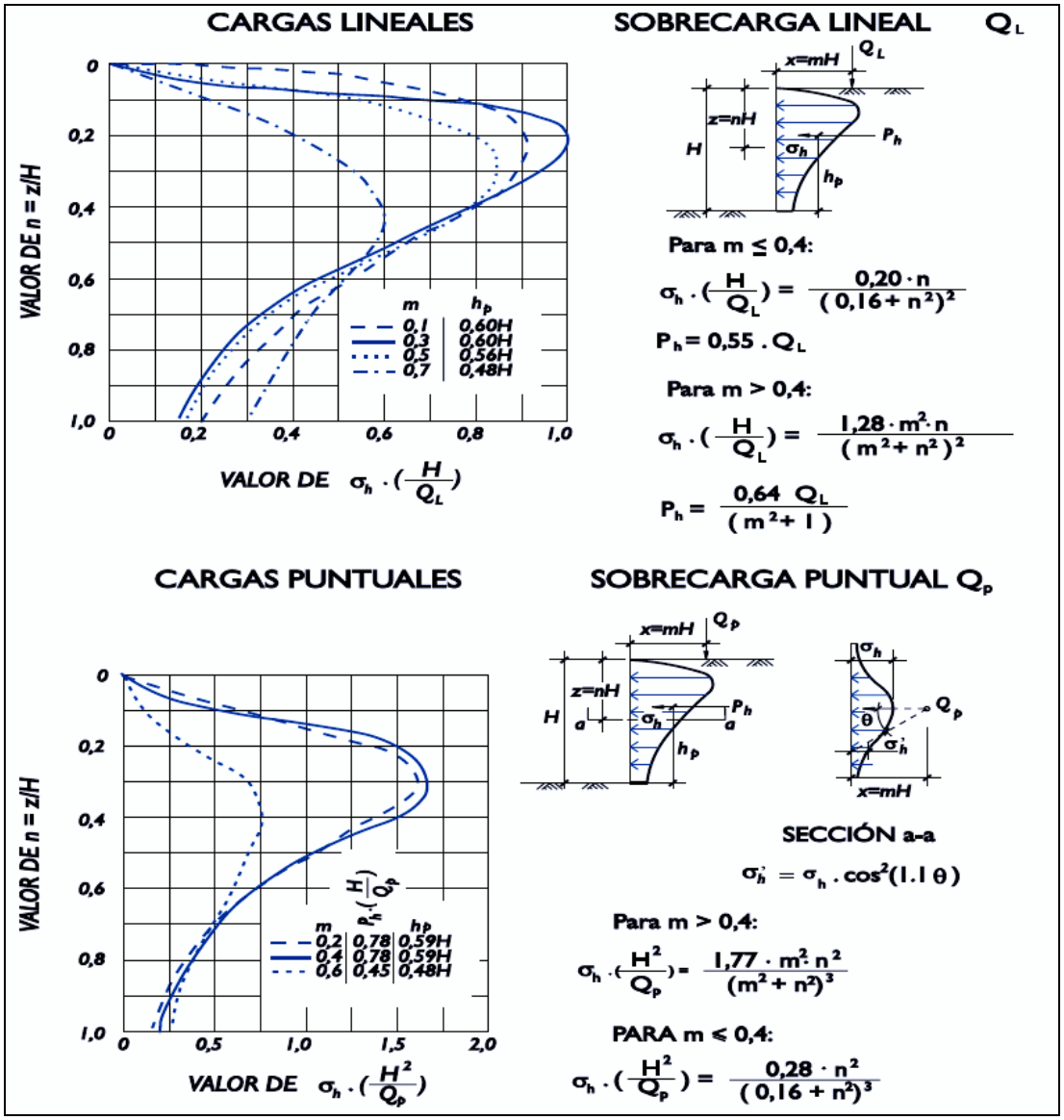
2.7.6.4.2.3 SOBRECARGAS VERTICALES LINEALES O CONCENTRADAS (ROM 3.7.5.6.3)

Las expresiones establecidas a continuación consideran que al aplicar estas sobrecargas la estructura de contención no se deforma lateralmente, es decir, obedece a una condición de reposo. Por consiguiente, los valores de σ_H y P_h obtenidos con las expresiones presentadas a continuación pueden resultar tanto más conservadores cuanto más flexible sea la estructura de contención.

Las sobrecargas que actúan en líneas paralelas a la coronación del muro aumentan el empuje sobre el muro. El empuje unitario horizontal adicional que provocan, así como su resultante, puede estimarse con el procedimiento indicado en la Figura 2.7.6-12.

En ambos casos, la solución se obtiene de ciertas consideraciones basadas en la teoría de la elasticidad. Las soluciones indicadas no dependen de la resistencia del material del trasdós ni de la posible ubicación de la línea de rotura. En consecuencia, la superposición de efectos es plenamente concordante y el ingeniero puede componer, con adiciones y sustracciones de estos casos elementales, el efecto de las sobrecargas reales que existan.

Figura 2.7.6-12: Efecto de cargas lineales o concentradas en el empuje activo horizontal



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

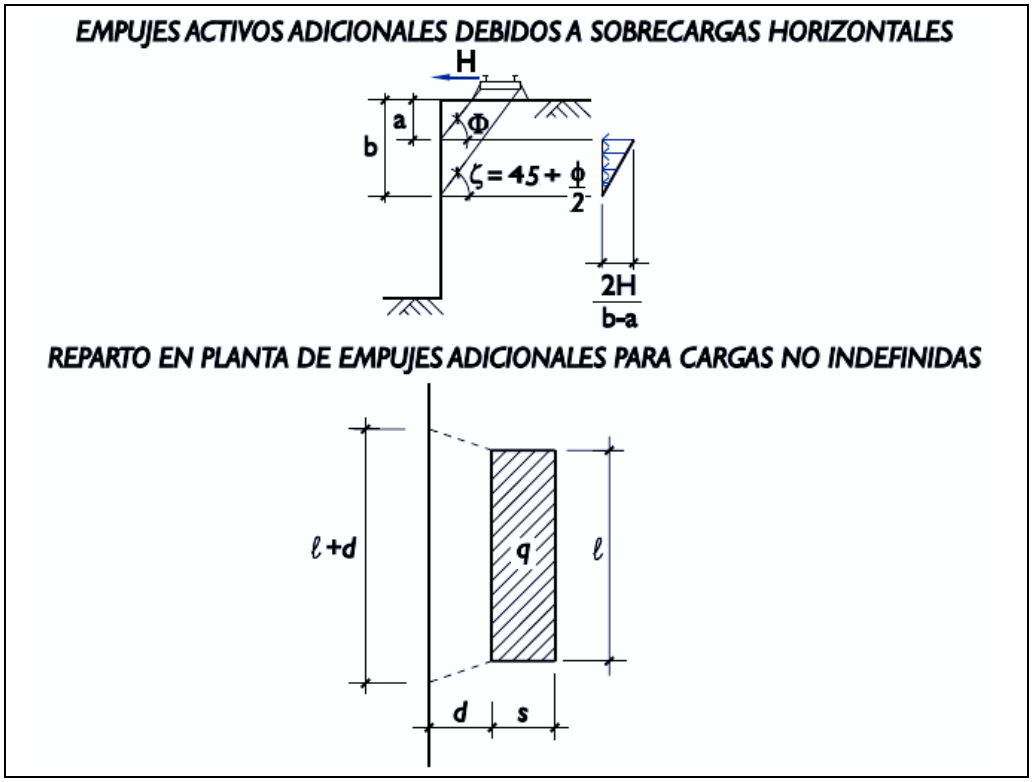
2.7.6.4.2.4 OTRAS SOBRECARGAS (ROM 3.7.5.6.4)

Las sobrecargas horizontales, ya sean concentradas o distribuidas linealmente, son frecuentes en las proximidades de los muelles de gravedad. Su consideración en el cálculo del empuje activo es fundamental, ya que su acción se transmite íntegramente al muro cuando están situadas dentro de la cuña de rotura.

En la Figura 2.7.6-13 se indica un procedimiento simplificado sobre la forma en que puede considerarse su efecto.

Las sobrecargas que tienen una extensión limitada en la dirección longitudinal del muro, pueden considerarse a efectos de cálculo como si tuvieran longitud indefinida, ya que esta simplificación conduce a resultados del lado de la seguridad. En aquellos casos en los que la longitud de la zona sobrecargada sea relativamente corta respecto a las dimensiones del muro, por ejemplo menor que la distancia entre dos juntas estructurales, se admite suponer que el reparto de la acción sobre el muro se produce sobre una longitud mayor que la propia longitud de la sobrecarga. Ese aumento de longitud debe ser en cualquier caso igual o inferior a la distancia más corta de la sobrecarga al paramento del muro. Así se indica de manera esquemática para una sobrecarga vertical uniforme limitada en ambas direcciones. Esta misma idea se considera aplicable a cualquier otro tipo de sobrecarga de extensión limitada longitudinalmente.

Figura 2.7.6-13: Efectos de otras sobrecargas

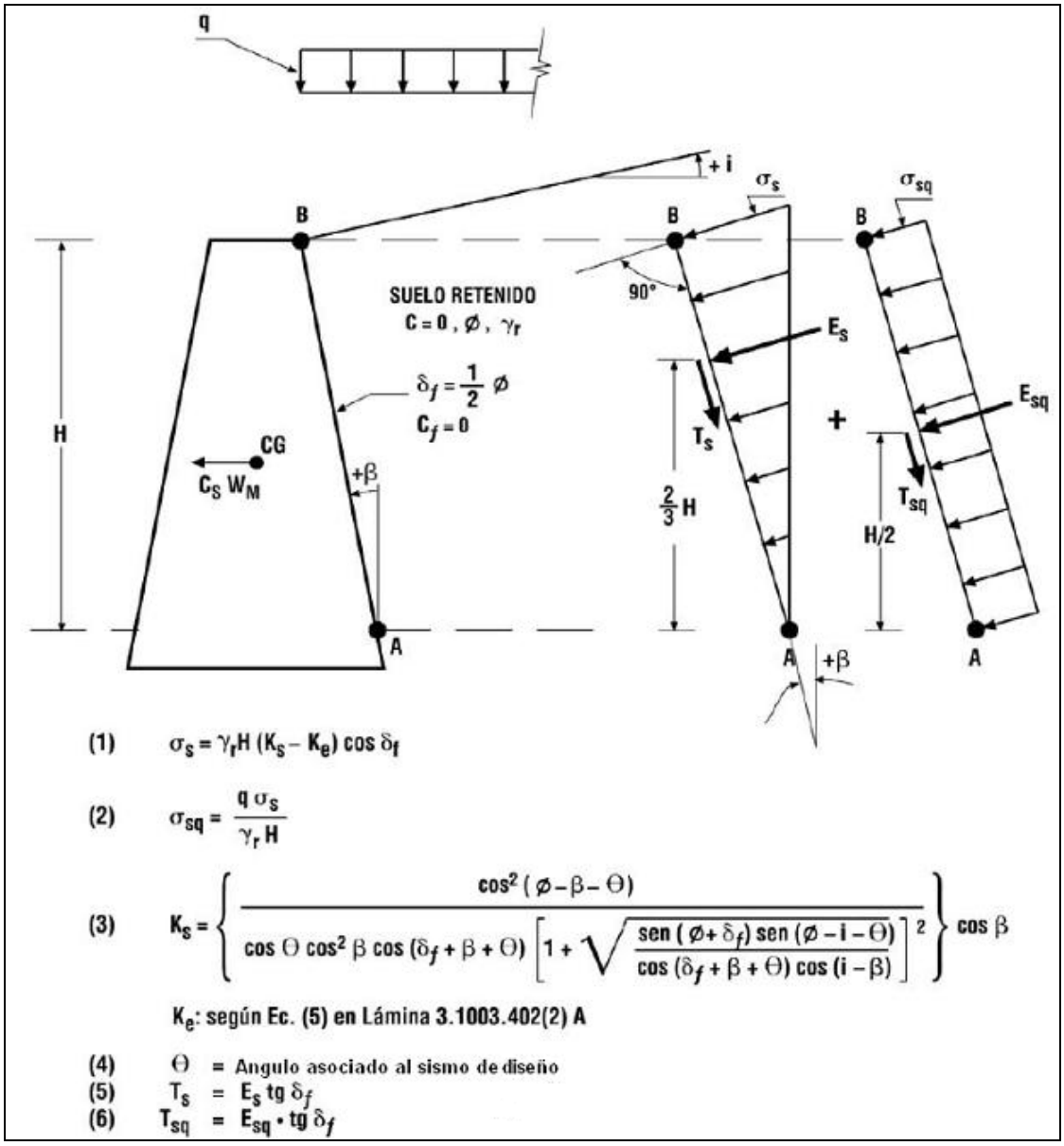


Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.6.4.3 EMPUJE SÍSMICO

En la Figura 2.7.6-14 se establece la expresión general para determinar el coeficiente de empuje activo estático más sismo K_s para el caso de un muro gravitacional en el que se incluye una sobrecarga. La situación para un muro cantilever se expone en la Figura 2.7.6-15.

Figura 2.7.6-14: Componente sísmica del empuje en muro gravitacional determinada con Mononobe y Okabe



$$(1)\quad \sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$$

$$(2)\quad \sigma_{sq} = \frac{q\,\sigma_s}{\gamma_r H}$$

$$(3)\quad K_s = \left\{ \frac{\cos^2(\phi - \beta - \Theta)}{\cos\Theta \cos^2\beta \cos(\delta_f + \beta + \Theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta_f)\operatorname{sen}(\phi - i - \Theta)}{\cos(\delta_f + \beta + \Theta)\cos(i - \beta)}}\right]^2} \right\} \cos\beta$$

K_e: según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A

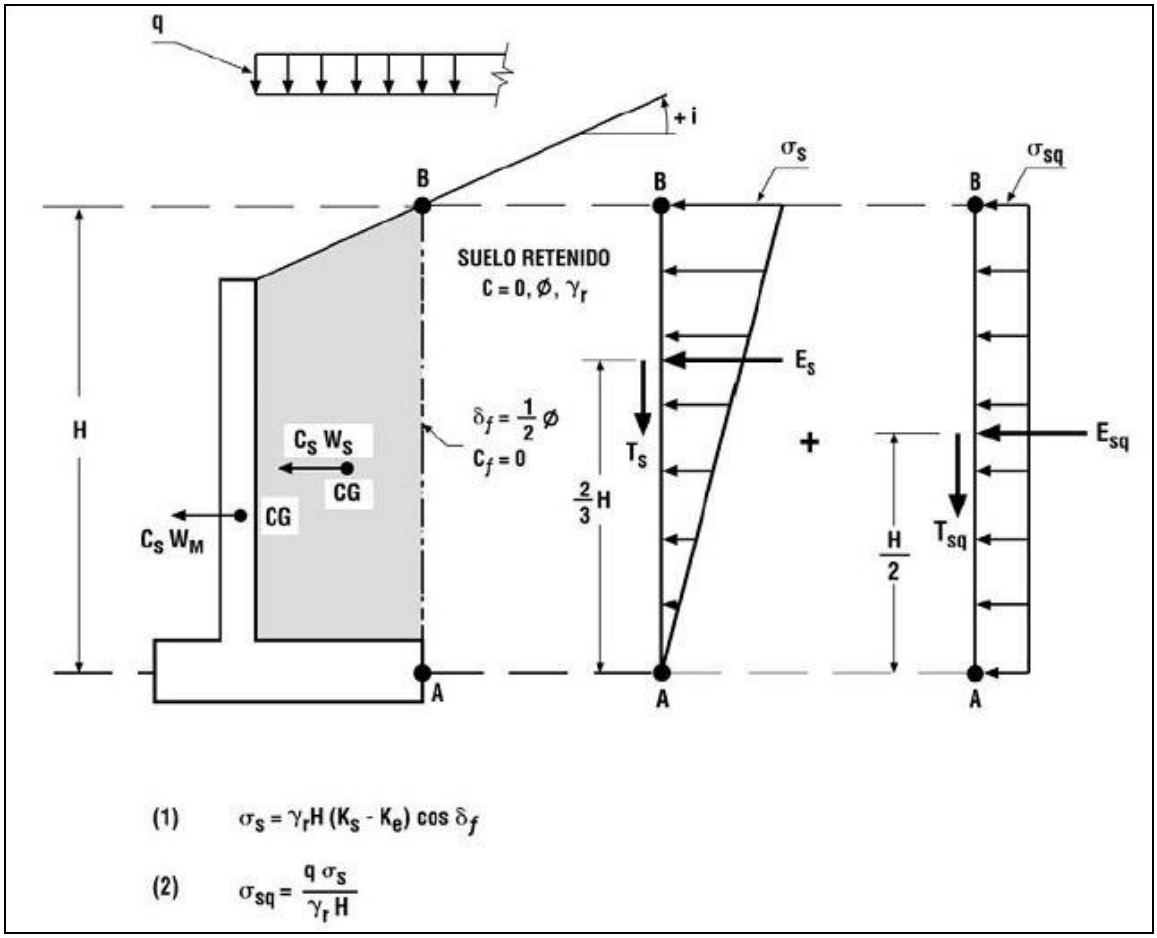
$$(4)\quad \Theta = \text{Angulo asociado al sismo de diseño}$$

$$(5)\quad T_s = E_s \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(6)\quad T_{sq} = E_{sq} \cdot \operatorname{tg} \delta_f$$

Fuente: Manual de Carreteras Volumen III, Lamina 3.1003.403(1)A (con modificaciones)

Figura 2.7.6-15: Componente sísmica del empuje en muro cantiléver determinada con Mononobe y Okabe



Fuente: Manual de Carreteras Volumen III, Lamina 3.1003.403(1)B (con modificaciones)

Donde:

W_M : Peso propio del muro, t/m

W_S : Peso del suelo sobre la zapata trasera, t/ml

σ_s : Componente sísmica de la presión de tierra, t/m^2

σ_{sq} : Componente sísmica de la presión debido a la sobrecarga *q*, t/m^2

C_S : Coeficiente sísmico horizontal de diseño

q : Sobrecarga, t/m^2

E_{sq}, E_s : Resultantes diagramas de presión, t/ml

ϕ : Ángulo de fricción del suelo retenido

δ_f : Ángulo de fricción movilizado en el plano AB. Para efectos de diseño se considerará: $\delta_f = 0{,}5\phi$

γ_γ : Peso unitario del relleno retenido, t/m^3

H : Altura, m

K_S : Según la ecuación (3) de la Figura 2.7.6-14

K_e : Según la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4

T_s : Según ecuación (5) Figura 2.7.6-14

T_{sq} : Según ecuación (6) Figura 2.7.6-14

Si $i + \theta > \phi$ el cálculo de la componente sísmica del empuje σ_s se efectuará como sigue:

- Determinar K_s con le ecuación (3) de la Figura 2.7.6-14 haciendo $i + \theta = \phi$.
- Determinar K_e con la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4.
- Los valores de K_s y K_e así determinados se introducen en la ecuación de la Figura 2.7.6-14 o en la ecuación de la Figura 2.7.6-15 para calcular la componente del empuje sísmico σ_s.

La componente sísmica de la presión, σ_s, es independiente de la cohesión del suelo ya que tanto K_e como K_s no incluyen la cohesión. Ello no significa que se desprecie la cohesión ya que en la expresión (1) de la Figura 2.7.6-4 y de la Figura 2.7.6-5 aparece considerada en el cálculo de la componente de la presión estática, σ_e. Lo que debe aclararse es que el empuje resultante estático más sismo superpone el empuje estático que podría incluir cohesión del suelo retenido, con la componente sísmica del empuje que no la considera.

El ángulo, θ, presente en la expresión del coeficiente K_s se determina como:

- Suelo sobre napa

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_s}{1-C_v}\right) \tag{2-317}$$

- Suelo muy permeable bajo la napa (por ejemplo un granular grueso sin arena)

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_s}{1-C_v}\right)\frac{\gamma_d}{\gamma_b} \tag{2-318}$$

- Suelo poco drenante bajo la napa (por ejemplo arenas)

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_s}{1-C_v}\right)\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_b} \tag{2-319}$$

Donde:

C_V : Coeficiente sísmico vertical, considerado igual a $0{,}5 \cdot C_s$

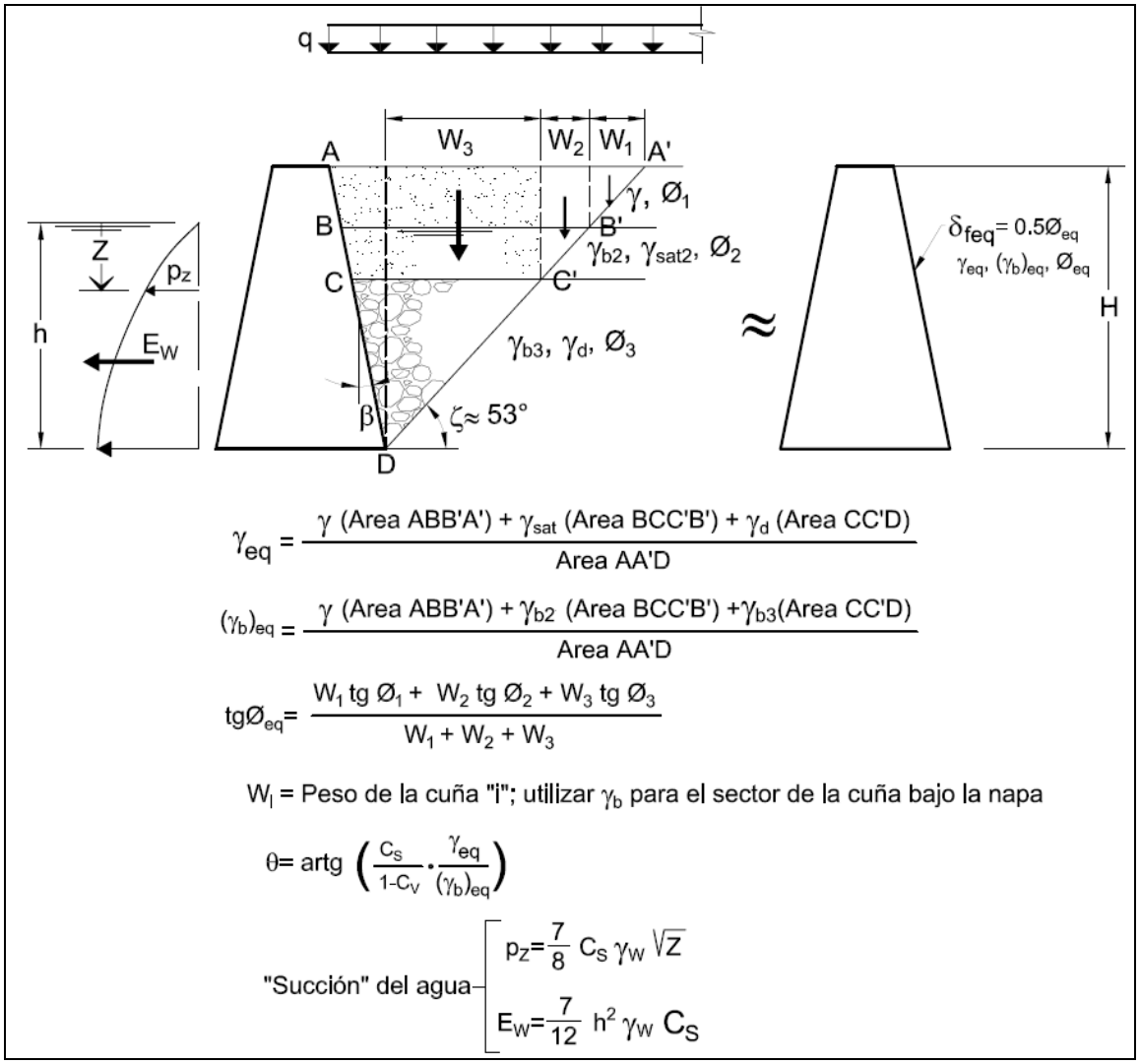
γ_d : Peso unitario seco que considera que el agua se mueve totalmente desfasada del suelo

γ_{sat} : Peso unitario saturado

γ_b : Peso unitario boyante

En obras portuarias, normalmente, gran parte del suelo retenido se encuentra bajo napa, razón por la cual la resistencia por fricción queda controlada básicamente por presiones efectivas que son proporcionales a γ_b. Debido a que la expresión para el coeficiente de empuje K_s trabaja con un valor único de θ, es necesario transformar el suelo en uno equivalente con un peso unitario $(\gamma_b)_{eq}$ único, eliminar el agua y amplificar C_s por γ_{eq} / $(\gamma_b)_{eq}$. En la Figura 2.7.6-16 se expone el criterio para definir esta equivalencia con la que se obtiene K_s. Para obtener la componente sísmica del empuje, este coeficiente de empuje estático más sísmico se acopla con el coeficiente estático, K_e, definido con ϕ_{eq} según se detalla en la Figura 2.7.6-16:

Figura 2.7.6-16: Ejemplo para obtener la componente sísmica del empuje



Fuente: Elaboración Propia

Con la ecuación (3) de la Figura 2.7.6-14, introduciendo ϕ_{eq}, β, θ, δ_{eq}, i = 0 (en este ejemplo) se obtiene K_s.

Con la ecuación (5) de la Figura 2.7.6-4, introduciendo ϕ_{eq}, β, δ_{eq}, i = 0 (en este ejemplo) se obtiene K_e.

Con la ecuación (1) y (2) de la Figura 2.7.6-14, se determina:

$$\sigma_s = (\gamma_b)_{eq} \cdot H \cdot (K_s - K_e) \cdot \cos\delta_{eq}$$

$$\sigma_{sq} = \frac{q\sigma_s}{(\gamma_b)_{eq} H} \qquad (2\text{-}320)$$

2.7.6.4.3.1 FACTORES DE SEGURIDAD EN MUROS GRAVITACIONALES Y CANTILÉVER

a) Se aceptan desplazamientos

Si se aceptan desplazamientos horizontales, Δs, por resbalamiento en la base del muro debido al sismo, el coeficiente sísmico horizontal de diseño, C_s, en el suelo retenido será:

$$C_s = 0{,}5 \cdot C_{smax} \qquad (2\text{-}321)$$

Donde:

C_{smax} : Coeficiente sísmico máximo que corresponde a la aceleración máxima efectiva para el sitio expresado como fracción de la aceleración de gravedad.

Si no se dispone de un estudio de riesgo sísmico, se debe adoptar la aceleración máxima efectiva para el sitio establecida por la Norma NCh-433.

Para estas condiciones los factores de seguridad serán:

- Condición estática: Desplazamiento ≥ 1,50

  Volcamiento ≥ 1,50

- Condición estática más sísmica: Desplazamiento FSSD ≥ 1,10

  Volcamiento FSSV ≥ 1,15 FSSD

La condición FSSV ≥ 1,15 FSSD no se exigirá si se verifica FSSV ≥ 1,0 para $C_s = C_{smax}$.

El desplazamiento Δs que puede ocurrir por resbalamiento en la base del muro se puede obtener con la relación de la sección 2.7.5.3.4.3, salvo que para muros gravitacionales y cantiléver como los ahora tratados, el coeficiente de fluencia C_{sy} es el coeficiente C_s con el cual el factor de seguridad al deslizamiento para la condición estática más sísmica se hace igual a 1,0. No se debe olvidar que el valor de $C_s = 0{,}5 \cdot C_{smax}$ debe amplificarse por $\gamma_{eq}/(\gamma_b)_{eq}$ para determinar el ángulo θ y por tanto los empujes de tierra que intervienen en el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento estático más sísmico.

b) No se aceptan corrimientos

En este caso el coeficiente sísmico de diseño será $C_s = C_{smax}$ manteniéndose la amplificación multiplicando C_{smax} por $\gamma_{eq}/(\gamma_b)_{eq}$.

Se mantiene el factor de seguridad estático al deslizamiento y volcamiento ≥ 1,5, mientras que para la condición estática más sismo se deberá verificar:

$$FSSD = FSSV \geq 1{,}0 \qquad (2\text{-}322)$$

Considerando que el diseño se efectúa con C_{smax}, podrán reducirse a la mitad los porcentajes de área en compresión (Tabla 2.7.4-9) siempre que no se sobrepase la presión admisible por capacidad de soporte definida con un factor de seguridad FS ≥ 1,3. Por la misma razón, los esfuerzos que se obtengan en los elementos estructurales del muro no requieren ser mayorados.

Para el caso de muros gravitacionales lo habitual es considerar igual a 1.0 el coeficiente α, expuesto en la Tabla 2.7.5-1.

2.7.6.5 MÉTODO GENERAL DEL CÁLCULO DEL EMPUJE PASIVO (ROM 3.7.6)

El empuje pasivo entre el terreno y la estructura de contención se produce cuando el movimiento relativo entre ambos es en el sentido en que se aproximan uno al otro.

La situación de empuje pasivo se produce en muros que han de soportar cargas externas importantes, tales como los empujes de atraque en muelles pilotados. También se produce en estructuras enterradas construidas para soportar el tiro de anclajes. En los muros pantalla se moviliza parcialmente el empuje pasivo en la zona de empotramiento del pie de la pantalla.

El cálculo del empuje pasivo es, en muchos aspectos, similar al cálculo del empuje activo. De hecho, bastaría con cambiar el signo del ángulo de rozamiento y de la cohesión del terreno para que las fórmulas asociadas al cálculo del empuje activo fuesen válidas en este otro caso.

El cálculo del empuje pasivo ofrece, sin embargo, ciertas singularidades que conviene destacar tal como se hace en las secciones que siguen.

2.7.6.5.1 DATOS NECESARIOS (ROM 3.7.6.1)

Los datos necesarios para calcular el empuje pasivo entre una estructura y su terreno de trasdós son los mismos indicados para el empuje activo. La diferencia esencial entre uno y otro cálculo estriba en que la sensibilidad del resultado a los datos de entrada pueden tener signo opuesto en uno y otro caso.

Al igual que en el caso de empuje activo, se mantiene la idea de estimar razonable y conservadoramente la resistencia del terreno (cohesión y rozamiento).

No ocurre lo mismo con el peso del terreno o con la intensidad de las sobrecargas. Cuanto mayor sean éstos, más optimista resultará la evaluación (mayores valores) del empuje pasivo. Por este motivo, la estimación de pesos debe contabilizar aquellas cargas que realmente estén presentes en la situación de proyecto que se analiza.

En aquellas obras en cuyo análisis intervengan simultáneamente empujes activos y pasivos, se deberán elegir para el análisis distintas secciones verticales a lo largo de la obra; la sección más alta puede no ser la más crítica.

La inclinación del empuje respecto a la normal al paramento, que se mide con el ángulo δ, estará condicionada por las coacciones externas que forzarán un cierto tipo de

deslizamiento relativo muro-terreno. En general, ese ángulo será negativo y eso implica un aumento considerable del valor del empuje.

2.7.6.5.2 LÍNEA DE ROTURA (ROM 3.7.6.2)

En el equilibrio límite, cuando el muro rompe el terreno, se produce una superficie de rotura (línea de rotura en los problemas planos) que forma con la horizontal un ángulo mucho menor que en el caso del empuje activo.

La longitud de la línea de rotura es, por lo tanto, mucho mayor que la correspondiente a la situación activa y, además, su pendiente es más variable a lo largo de su desarrollo.

Para calcular empujes pasivos deberán suponerse líneas de rotura de pendiente variable y creciente desde el pie del muro hasta su afloramiento en la superficie del terreno.

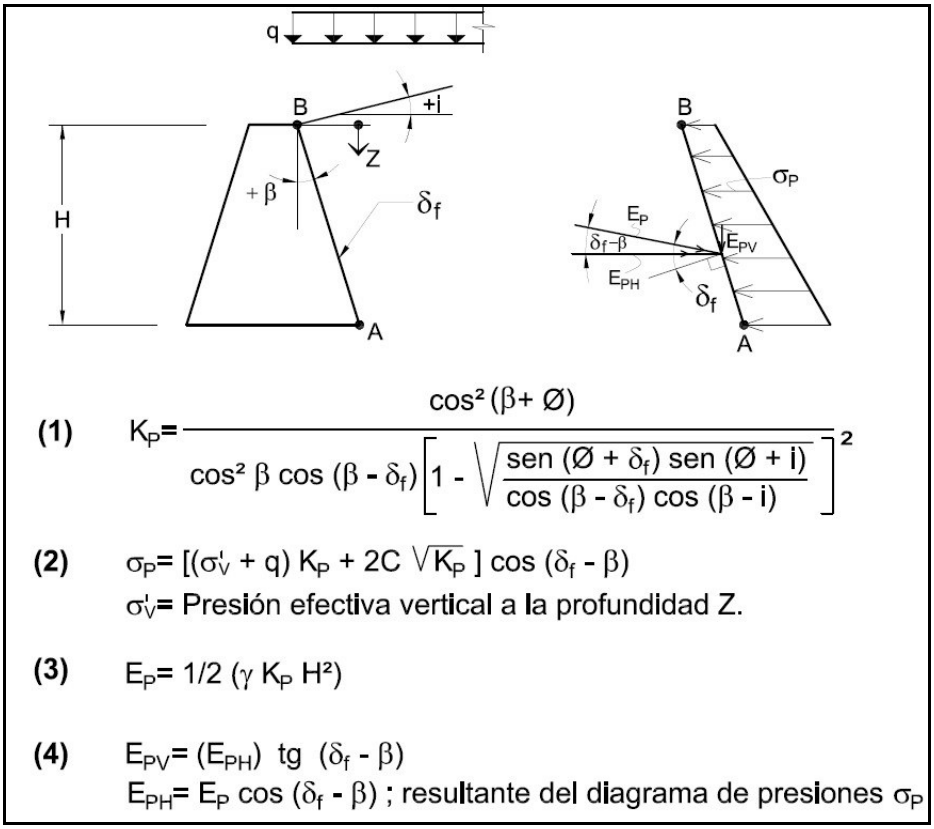
2.7.6.5.3 CÁLCULO DEL EMPUJE (ROM 3.7.6.3)

Al igual que para el caso activo, las ROM españolas presentan un análisis conceptual de la resistencia pasiva de interés, por lo que constituye un elemento de consulta. Sin embargo, no se incluye ya que se ha reemplazado por métodos más simples basados en el coeficiente de empuje activo.

2.7.6.6 MÉTODOS BASADOS EN EL COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO (ROM 3.7.7)

Para efectos de definir la resistencia pasiva se utilizará la Figura 2.7.6-17 aplicable directamente a suelos granulares homogéneos, que es el caso que normalmente se presenta en obras portuarias (por ejemplo en muertos de anclaje).

Figura 2.7.6-17: Resistencia pasiva estática



$$(1)\quad K_P = \frac{\cos^2(\beta + \emptyset)}{\cos^2\beta\,\cos(\beta - \delta_f)\left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\emptyset + \delta_f)\operatorname{sen}(\emptyset + i)}{\cos(\beta - \delta_f)\cos(\beta - i)}}\right]^2}$$

$$(2)\quad \sigma_P = [(\sigma'_V + q)\,K_P + 2C\sqrt{K_P}\,]\cos(\delta_f - \beta)$$

σ'_V= Presión efectiva vertical a la profundidad Z.

$$(3)\quad E_P = 1/2\,(\gamma\,K_P\,H^2)$$

$$(4)\quad E_{PV} = (E_{PH})\ \operatorname{tg}\ (\delta_f - \beta)$$

$E_{PH} = E_P \cos(\delta_f - \beta)$; resultante del diagrama de presiones σ_P

Fuente: Elaboración Propia

Cabe señalar que la expresión de K_p es adecuada para $\delta_f \leq 0{,}33\cdot\phi$; para $\delta_f > 0{,}33\cdot\phi$, usar $\delta_f = 0{,}33\cdot\phi$, ya que de lo contrario se sobre estima la resistencia pasiva.

En el caso de existir estratificaciones, como podría ser la zona enterrada de tablestacas bajo el lecho marino, entonces se pueden definir los parámetros equivalentes C_{eq} y ϕ_{eq}, si la falla es drenada (suelo granular) empleando las relaciones de la Figura 2.7.6-9, con $\zeta = 45° - \phi/2$.

El empuje debido al agua intersticial se obtiene por integración de la ley de presiones intersticiales en la línea que pasa por el pie del muro A y corta al nivel freático. Esta línea se supondrá inclinada un ángulo 45º - (ϕ/2) con la horizontal. En caso de varios terrenos es conservador, para estos cálculos, considerar el mayor valor de ϕ. A excepción de la inclinación de esta línea, el cálculo del empuje del agua es en todo idéntico al indicado en la sección 2.7.6.4.1.

2.7.6.7 CÁLCULO DEL EMPUJE EN REPOSO (ROM 3.7.8)

El concepto teórico de empuje al reposo corresponde a la situación ideal de movimiento nulo del muro respecto al terreno. Esa situación puede darse en aquellos casos en los que las coacciones externas impiden el movimiento del muro. Muros bien fundados en roca pueden estar sometidos a empujes similares a los de esa situación ideal.

El problema se resuelve utilizando las mismas expresiones y procedimientos para casos con napa y/o estratificados formulados en la sección 2.7.6.4, salvo que en lugar del ángulo de fricción ϕ se utiliza un ángulo de fricción de reposo ϕ_0 tal que en cada estrato se verifique:

$$\frac{1-\text{sen}\,\phi_o}{1+\text{sen}\,\phi_o} = 1-\text{sen}\,\phi \qquad \text{(2-323)}$$

Si $\phi_0 < i$, $\phi_0 = i$. Si en suelo exhibe cohesión, conservadoramente, se la considerará nula.

En general, el coeficiente de empuje de reposo para suelos granulares y cohesivos normalmente consolidados, se expresa como:

$$K_o = 1-\text{sen}\,\phi \qquad \text{(2-324)}$$

2.7.6.8 CONSIDERACIÓN DE ALGUNOS CASOS SINGULARES (ROM 3.7.9)

La comprobación de los Estados Límite Últimos de carácter geotécnico, requerirá el análisis de situaciones singulares no contempladas expresamente en las secciones anteriores. Se deberá definir el procedimiento de cálculo concreto aplicable a cada caso siguiendo, en lo posible, las recomendaciones precedentes.

En esta sección se consideran cuatro situaciones singulares que pueden producirse con alguna frecuencia. Los procedimientos de análisis que se recomiendan pueden servir de guía no sólo para ayudar al ingeniero en estos casos concretos, sino también para indicar ciertas ideas simplificativas sobre cómo abordar otras situaciones similares.

2.7.6.8.1 EMPUJE ACTIVO EN MUROS PARALELOS (ROM 3.7.9.1)

En forma simplificada se puede establecer que si la distancia entre los muros a nivel de su coronación, d, verifica:

$$d \geq \frac{H}{\tan(45 + \phi/2)} \tag{2-325}$$

Donde:

H : Altura del muro

ϕ : Ángulo de fricción del suelo retenido

Entonces cada muro se trata como si el otro no existiera. De lo contrario, se podrán utilizar las clásicas expresiones de efecto de silo.

2.7.6.8.2 PANTALLAS DE ANCLAJE ENTERRADAS (ROM 3.7.9.2)

Si la altura de la pantalla de anclaje h, verifica $h \leq 0{,}67 \cdot H$, en que H es la altura total entre la superficie del terreno y la base de la pantalla, la resistencia pasiva E_p, se determinará disponiendo la superficie del terreno coincidente con la coronación de la pantalla. Sobre la superficie así definida se aplicará una sobrecarga q, igual a:

$$q = \gamma(H - h) \tag{2-326}$$

Si $h > 0{,}67 \cdot H$, pero el suelo sobre la coronación de la pantalla de anclaje es de calidad deficiente, se mantendrá lo expuesto para el caso $h \leq 0.67 \cdot H$. Si su calidad fuera similar a la del suelo bajo la coronación de la pantalla, la resistencia pasiva se determinará como si la pantalla tuviese una altura H.

2.7.6.8.3 EFECTO SILO (ROM 3.7.9.4)

Los materiales ensilados ejercen presiones sobre las paredes de los silos que pueden estimarse mediante procedimientos similares a los casos de empuje activo. Al vaciar los silos por su parte inferior, el material que lo rellena se rompe movilizando completamente su resistencia en el contacto con las paredes.

Otra situación típicamente portuaria, que podría ser similar a la de los silos, se produce en el relleno de las celdas estrechas y altas en los cajones prefabricados y fondeados. El asentamiento del propio relleno, a medida que se va realizando, moviliza el rozamiento tierras-pared y descarga las tensiones verticales en el fondo.

A continuación, se describe la solución clásica del efecto silo. En esta teoría se supone que el material ensilado se comprime contra las paredes con una tensión cuyas componentes son σ_n y τ, tal que:

$$\tan \delta_r = \frac{\tau}{\sigma_n} \tag{2-327}$$

Donde:

δ_r : Ángulo de rozamiento entre el material ensilado y las paredes del silo.

La presión vertical sobre planos horizontales P_v será menor que la correspondiente al peso de toda la altura de material ensilado, ya que parte de la carga vertical se transmite por rozamiento a las paredes del silo.

Por otro lado, ha de suponerse que existe una relación entre la componente horizontal del empuje contra las paredes y la presión vertical, la cual es:

$$\sigma_n = K_{oh} \cdot P_v \tag{2-328}$$

Donde:

K_{oh} : Coeficiente de empuje horizontal en condiciones similares a las del reposo, ya que las paredes no se mueven.

Ese coeficiente sería similar al que corresponde a un muro vertical (β = 0) con terreno de trasdós horizontal (i = 0) de un material puramente friccional cuyo ángulo de rozamiento sea el del material ensilado y que actúa formando un ángulo δ respecto a la normal, positivo (componente de rozamiento hacia abajo) e igual al del rozamiento entre el material ensilado y las paredes del silo.

La solución de la ecuación de equilibrio vertical conduce a la siguiente expresión de la presión vertical:

$$p_v = \gamma_{me} \cdot z_o \left(1 - e^{-z_{me}/z_{or}}\right) + q \cdot e^{-z_{me}/z_{or}} \qquad (2\text{-}329)$$

Donde:

γ_{me} : Peso específico del material ensilado

z_{me} : Profundidad media desde la superficie superior del material ensilado

z_{or} : Profundidad de referencia

q : Sobrecarga que eventualmente puede existir en la superficie

La profundidad de referencia depende de las dimensiones del silo, de la resistencia del material y de la resistencia del contacto del material ensilado con la pared del silo. Viene dada por la expresión siguiente:

$$z_o = \frac{A_{cs}}{K_{oh} \cdot P \cdot \tan\delta} \qquad (2\text{-}330)$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección recta de la celda del silo

P : Perímetro interior del silo

K_{oh}, δ : Corresponden a los antes mencionados

Esta solución permite calcular P_v a cualquier profundidad z y también otras tensiones de interés, tales como σ_n y τ, directa y proporcionalmente relacionadas con ella, como se ha indicado en los párrafos anteriores.

Para rellenos granulares, excepto pedraplenes y escolleras, se recomienda utilizar:

- En procesos de llenado del silo : $K_{oh} = 0,5$
- En procesos de vaciado del silo : $K_{oh} = 1,0$

Y como valores del ángulo δ

- En procesos de llenado : $\delta = 0,75\ \phi_r$
- En procesos de vaciado : $\delta = 0,60\ \phi_r$

Siendo ϕ_r el ángulo de rozamiento interno del relleno.

En materiales pulverulentos se debe adoptar $\delta = \phi$ en procesos de llenado y en procesos de vaciado.

Para tener en cuenta los efectos dinámicos que se producen durante el vaciado, será necesario mayorar los empujes obtenidos según la formulación anterior por 1,50.

Las leyes de empuje teóricas podrán simplificarse en el cálculo, adoptando valores envolventes del lado de la seguridad.

2.7.6.9 EMPUJE SOBRE ENTIBACIONES (ROM 3.7.10)

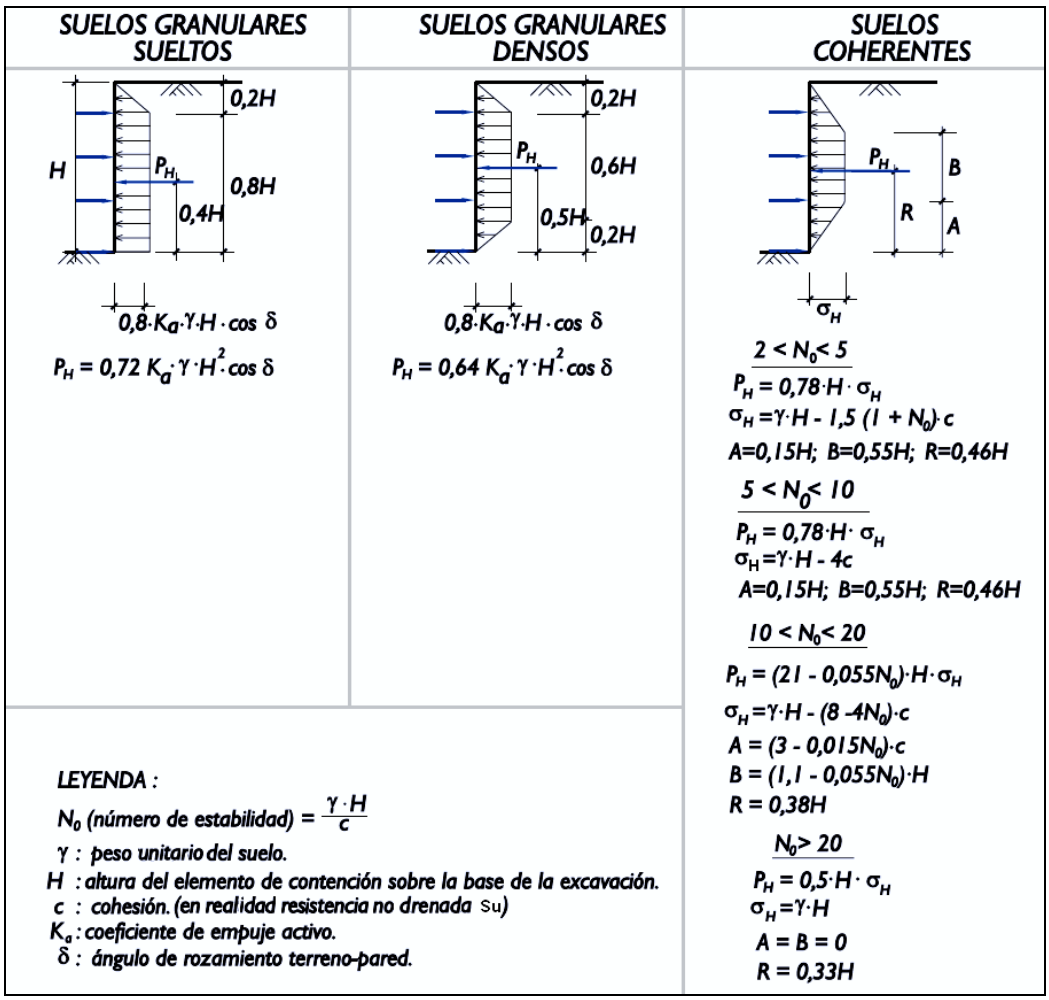
En las excavaciones en zanja los empujes sobre las entibaciones son poco parecidos a las leyes trapezoidales típicas de los empujes activos y pasivos utilizados en los cálculos de los acápites precedentes.

En los casos de obras de cierta envergadura puede ser necesario recurrir a un cálculo complejo que simule el proceso de ejecución de la obra mediante modelos de elementos finitos o mediante modelos de resortes como el indicado en la sección 2.7.6.10.2.

Sin embargo, en la mayoría de los casos, no será preciso un cálculo complejo y bastará con una aproximación sencilla.

Las leyes de empuje que deben suponerse en estos casos son las deducidas de la observación de empujes en este tipo de obras. En la Figura 2.7.6-8 se indican leyes de empuje recomendables.

Figura 2.7.6-18: Empuje del terreno sobre entibaciones



Fuente: Recomendaciones de Obras Españolas (ROM 05 Cap. III)

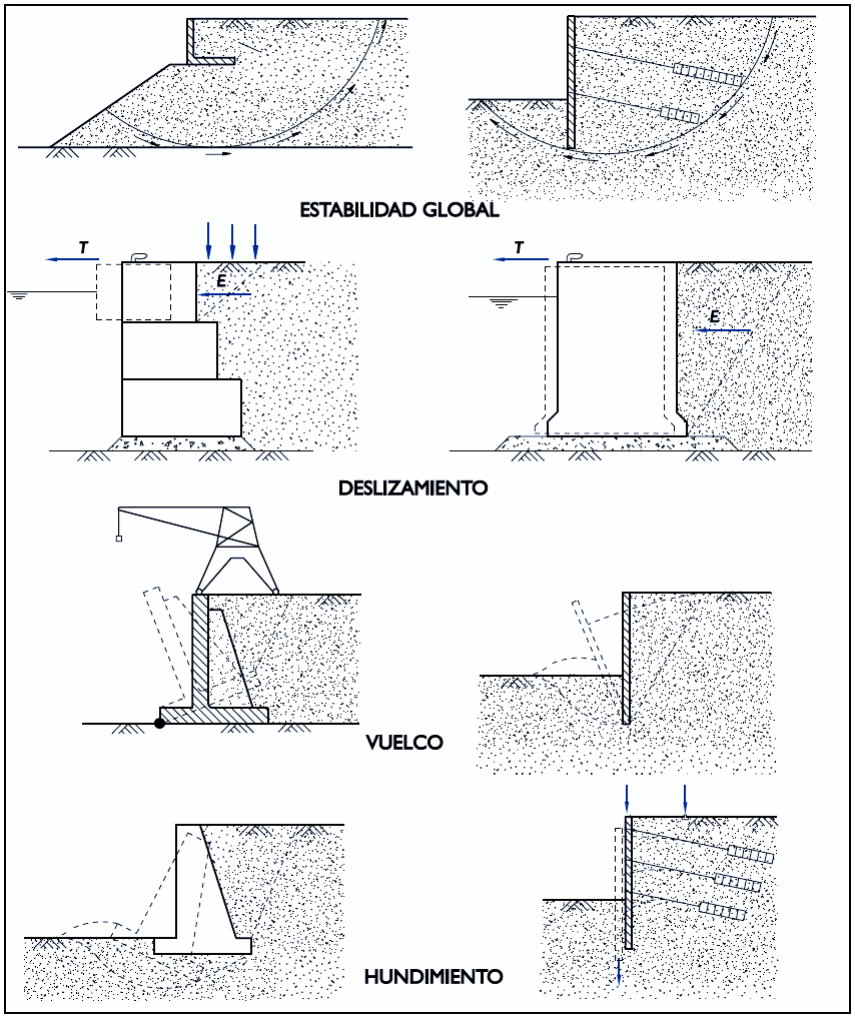
En la práctica, muchos suelos exhiben cohesión y fricción representadas por el par c-ϕ. Las ROM, al igual que muchos libros sobre el tema, establecen una división sobre suelos finos con cohesión. Estos últimos, si están saturados, tienen falla no drenada a corto plazo caracterizada por su resistencia no drenada S_u. A largo plazo, en un suelo fino saturado, y a corto plazo, en un suelo fino parcialmente saturado, la caracterización de la resistencia se efectúa con el par c-ϕ. Al utilizar este par, el empuje estático resultante del suelo E_e sobre la entibación se obtiene con las expresiones de la Figura 2.7.6-4 con $\beta = 0$, resultante que se acostumbre a repartir como solicitación horizontal uniforme en la altura H ($\sigma_H = E_e / H$).

2.7.6.10 Modos de Falla más Usados en las Estructuras de Contención (ROM 3.7.11)

2.7.6.10.1 Estados Límite Último (ROM 3.7.11.1)

Para facilitar la descripción de los distintos modos de falla se presenta la Figura 2.7.6-19, la cual intenta representarlos.

Figura 2.7.6-19: Esquema de algunos modos de falla



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.6.10.1.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS TIPO GEOTÉCNICO GEO

a) Estabilidad global

La obra de contención y el terreno que la rodea pueden fallar globalmente, unidos, debido a un deslizamiento profundo causado por zonas del terreno que pueden no estar en contacto, ni próximas, a la estructura de contención.

Este mecanismo de falla se debe analizar por los procedimientos generales que se explican en la sección 2.7.7.

b) Deslizamiento

Mecanismo de falla más común en estructuras de contención de tipo gravedad, en el cual se produce el deslizamiento de la estructura de contención, según el plano de fundación, cuando ésta es superficial.

Este mecanismo de rotura se describe en la sección 2.7.4.

c) Volcamiento

Mecanismo de falla de estructuras de contención de gravedad en fundaciones superficialmente sobre terrenos firmes. En suelos blandos la rotura por hundimiento ocurre antes del volcamiento.

En los muros pantalla pueden darse distintas situaciones de rotura asimilables al volcamiento cuando fallan los anclajes o falla la zona de empotramiento.

d) Capacidad de Soporte

Cuando las cargas actuantes sobre la fundación de una obra de contención de gravedad superan la capacidad de soporte del terreno, se produce el hundimiento que, en general, se traduce en un asentamiento, un desplazamiento y un giro.

Dado que las cargas sobre las fundaciones de los muros son en general inclinadas y en muchas ocasiones excéntricas, la capacidad de soporte del terreno, en las fundaciones superficiales, o la capacidad resistente del pilotaje, en caso de fundaciones profundas, es un tema que requiere una atención especial. Las cargas de hundimiento de distintos tipos de fundaciones se analizan en la sección 2.7.4 y 2.7.5.

En los muros pantalla pueden darse situaciones similares a las del hundimiento cuando las cargas verticales son grandes. Esto puede ocurrir cuando se disponen

anclajes orientados hacia abajo o cuando el ángulo δ es grande o cuando se colocan cargas verticales sobre su cabeza.

e) Levantamiento del fondo

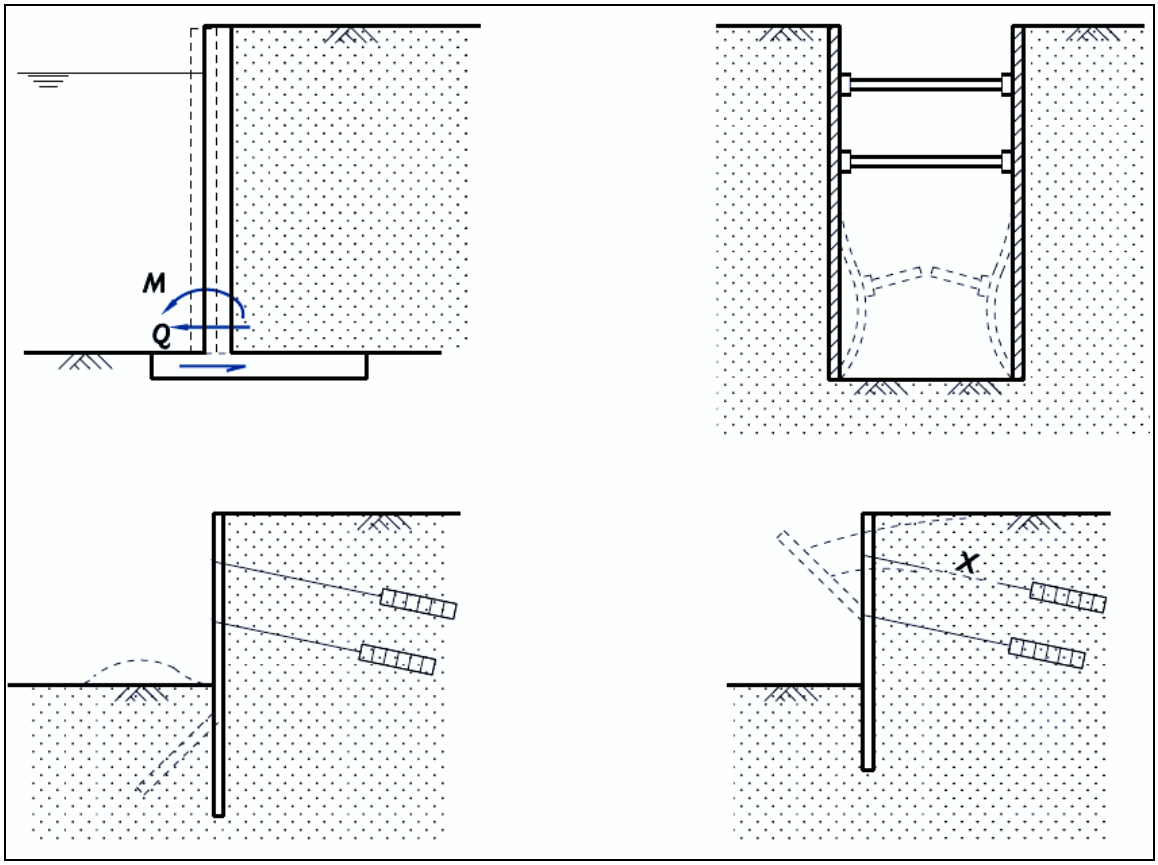
Cuando el suelo es poco resistente y la entibación, como suele ser normal, no se prolonga más allá del fondo de excavación, puede producirse el levantamiento del fondo con hundimiento simultáneo del terreno en el trasdós de la excavación.

Un problema similar puede ocurrir por el efecto de las filtraciones verticales hacia arriba en el pie de los muros pantalla (lado de intradós). El problema es también conocido con el nombre de “sifonamiento”.

2.7.6.10.1.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO ESTRUCTURAL STR

A continuación se presenta la Figura 2.7.6-20 con algunos de los modos de falla estructural elementos de contención. El estudio de este tipo de fallas sale del ámbito de este capítulo.

Figura 2.7.6-20: Esquema de algunos modos de falla estructural



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

En los muros de hormigón en masa, pueden producirse tracciones o esfuerzos de corte que provoquen su rotura y el deslizamiento de una parte del muro sobre otra.

En los muros de hormigón armado, el cálculo estructural está estrechamente ligado a los empujes del terreno.

En la sección 2.7.6.7 se dan recomendaciones sobre el proceso de estimación de empujes en reposo que permitirían evaluar los esfuerzos estructurales en condiciones próximas a las de servicio.

Las pantallas flexibles y, sobre todo, sus anclajes han de tener capacidad resistente suficiente para soportar directamente los empujes y transmitirlos a las zonas alejadas del peligro de inestabilidad global.

El fallo estructural de las entibaciones, ya sea en los elementos en contacto con el terreno, por flexión o corte, o en los puntales o codales, por compresión excéntrica, es un problema a abordar en este tipo de obra de contención.

Los elementos de fundación de las obras de gravedad, ya sean zapatas corridas superficiales o encepados que recogen los pilotes de una posible fundación profunda, son partes esenciales de la estructura cuya capacidad debe verificarse.

Cada obra en concreto puede presentar formas de falla particulares, cuyo estudio detallado supera el alcance de esta sección.

Se debe hacer una mención expresa de las obras de recintos tablestacados, que presentan modos de falla específicos de rotura por corte interior o por volcamiento o roturas estructurales por tracción en uniones de carácter local.

A continuación, se mencionan otros modos de fallo que pueden ocurrir en estructuras de contención de empujes de tierras:

- Excavaciones o socavaciones en su zona de intradós.
- Erosiones causadas por filtraciones a través o en el entorno de la obra y/o caudales de filtración excesivos en obras en las que se pretenda cierta estanqueidad.
- Variaciones del régimen de agua en el entorno, inducidas por la obra de contención y que puedan provocar ascensos o descensos del nivel freático no deseados, que puedan dañar estructuras u otras obras próximas.
- Modificación del régimen erosivo local que afecte al entorno o a la propia obra en zonas costeras.
- Movimientos inducidos por anclajes que transmitan la carga próxima a fundaciones de otras estructuras.
- Posibles efectos nocivos de las vibraciones durante la hinca de tablestacas o durante la compactación de rellenos.

Por otro lado, las consideraciones relativas a fundaciones superficiales y profundas, según el caso, que se mencionan en la sección 2.7.4.3 y deben tenerse en cuenta al proyectar estructuras de contención.

Todos estos modos de falla deben ser analizados debidamente siguiendo los procedimientos generales que se indican en este documento. En las secciones siguientes se incluyen algunas recomendaciones complementarias, únicamente para tres problemas específicos: volcamiento de los muros de gravedad, rotura del terreno en los muros pantalla y el levantamiento de fondo de las excavaciones entibadas. Los otros modos de fallo deben analizarse por los procedimientos generales ya indicados.

2.7.6.10.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS SITUACIONES DE PROYECTO (ROM 3.7.11.1.1)

A continuación se entregan algunas recomendaciones para considerar una situación de proyecto que represente con la mayor fidelidad posible la realidad de la obra.

2.7.6.10.2.1 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Estos deben quedar claramente definidos en cada situación a analizar y deben ser comunes a todos los análisis de tipo geotécnico. Aunque se puedan hacer estudios de sensibilidad a la variación de ciertos parámetros geométricos, siempre se mantendrá una geometría básica común.

La representación de los contactos entre distintos terrenos bajo la fundación de la obra, y en general del subsuelo, se hará atendiendo a lo recomendado en 2.7.4.3.1 y 2.7.5.3.1 según corresponda.

En general, es de especial interés en obras de contención la definición precisa de los niveles de tierra en el trasdós y, con carácter de máxima importancia, los niveles freáticos en el entorno de la obra y su posible oscilación, de acuerdo con lo definido en la sección 2.7.3.

Deben tenerse presentes posibles socavaciones o excavaciones en las zonas de intradós, donde las estructuras de contención de tipo pantalla se apoyan para soportar las cargas de su trasdós.

2.7.6.10.2.2 DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO

Las propiedades del terreno que más interesan a la hora de proyectar una estructura de contención son:

- Las características geotécnicas de la fundación, según se especifica en el acápite 2.7.4.3.3 y en el acápite 2.7.5.3.2 para las fundaciones superficiales y profundas, respectivamente.

- Las características geotécnicas del material de trasdós, que en muchas ocasiones estará formado por rellenos artificiales. Los datos que se requieren más comúnmente, son los relativos a sus pesos específicos y a su resistencia al corte.

Para definir las propiedades del terreno de trasdós, se deben adoptar los valores representativos de los parámetros correspondientes sin adoptar coeficientes reductores ni mayorantes.

El ángulo de rozamiento del terreno del trasdós a utilizar en los cálculos será, en general, el ángulo de rozamiento residual, el correspondiente a grandes deformaciones. Así se tendrá en cuenta el posible efecto desfavorable de la rotura progresiva. En situaciones especiales se puede justificar la adopción de otro criterio.

2.7.6.10.2.3 DEFINICIÓN DE LAS ACCIONES

En los cálculos geotécnicos necesarios para verificar la seguridad frente a los estados límite, el empuje del terreno puede ser considerado como una acción, dato de entrada en el problema en estudio, o como una reacción a calcular dependiendo el modo de fallo que se analice.

Las tensiones en los anclajes y las compresiones en los puntales de entibaciones pueden ser también consideradas como acciones en unos cálculos (cálculo de la longitud de anclaje, dimensionamiento estructural de un puntal) o consideradas como parte de la solución, esto es, reacciones a calcular como respuesta a las acciones, en otros problemas.

Los empujes del terreno se considerarán como acciones de carácter permanente, independientes del modo de falla a verificar, incluyéndose, por tanto, en las ecuaciones de verificación de los modos de falla geotécnicos o debidos al exceso de presión de agua, con sus valores representativos sin mayorar, es decir, con sus valores característicos.

No obstante lo anterior, los empujes adicionales debidos a las sobrecargas tendrán la consideración de acciones variables. Para la verificación de modos de falla estructurales (STR), los empujes del terreno podrán tener otra consideración.

2.7.6.10.3 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VOLCAMIENTO EN LOS MUROS DE GRAVEDAD (ROM 3.7.11.1.2)

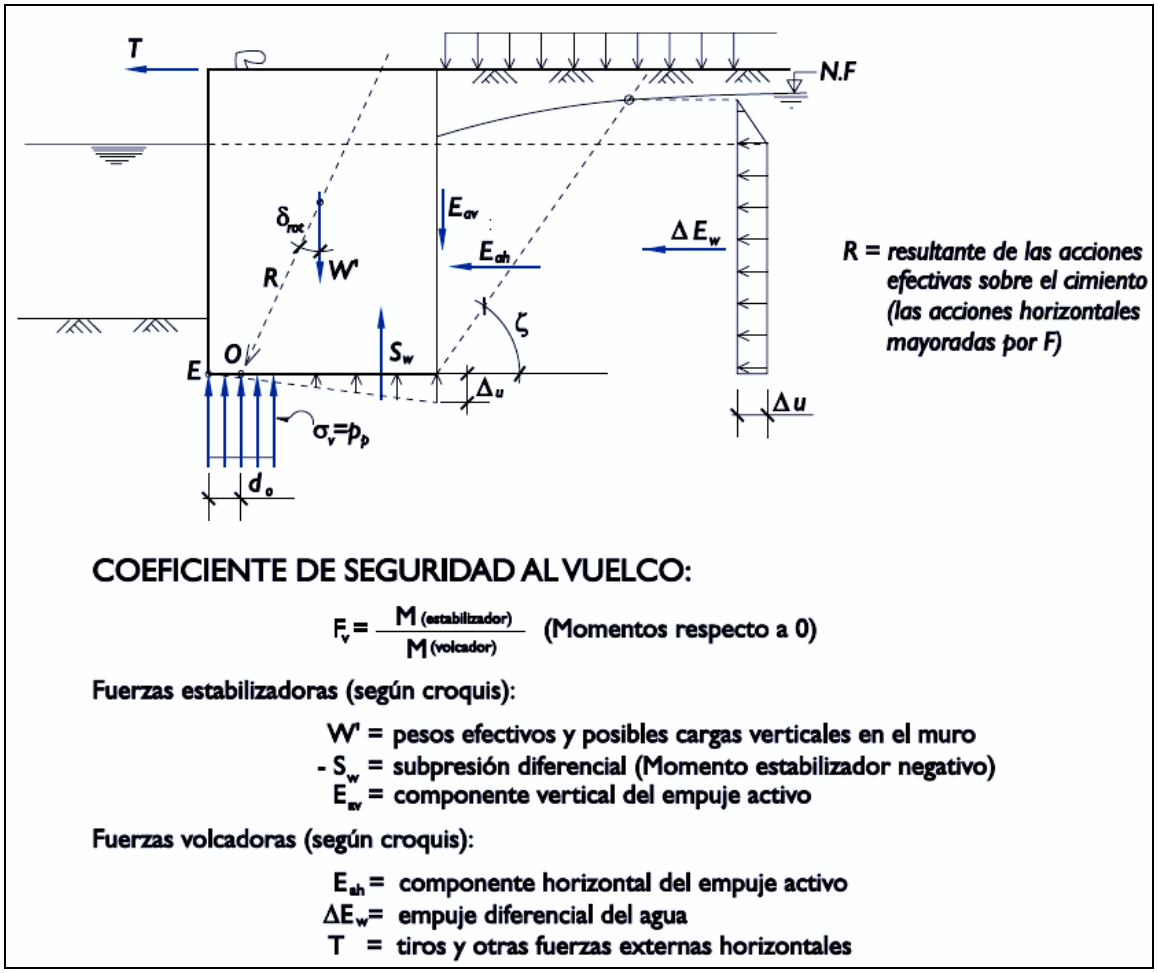
Se debe proyectar el muro de manera que satisfaga todos los requisitos de seguridad frente a los modos de falla que se indican en la sección 2.7.6.10.1, así como frente a otros posibles que el ingeniero pueda imaginar.

El procedimiento de análisis adecuado dependerá del modo de falla que se analice. Se entregan criterios para analizar fallas debidas a falta de estabilidad global (sección 2.7.7), fallas por deslizamiento, volcamiento o hundimiento para fundación superficial de un muro (sección 2.7.4) y fallas debidas a hundimiento o rotura horizontal cuando la fundación es profunda (sección 2.7.5).

A continuación, se establece el procedimiento de análisis del volcamiento plástico de muros de gravedad fundados superficialmente. Este modo de falla también está considerado, aunque de una forma más genérica, en la sección 2.7.4.7 al hablar de fundaciones superficiales. Se incorpora el procedimiento con carácter ilustrativo ya que en la práctica el problema se analiza en términos más simples como los indicados en la sección 2.7.4.7.

La figura siguiente representa esquemáticamente las fuerzas involucradas en el equilibrio del muro e indica una manera recomendable de clasificarlas como estabilizadoras o volcadoras.

Figura 2.7.6-21: Comprobación de seguridad frente al volcamiento.



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Para que se produzca el volcamiento plástico es necesario que las fuerzas volcadoras crezcan, mientras que las fuerzas estabilizadoras permanecen constantes.

Se define *F* como el coeficiente de seguridad al volcamiento plástico por el que han de multiplicarse todas las fuerzas volcadoras, conservando su línea de acción, para que se alcancen la condición de rotura en el terreno de apoyo.

En el estado límite de volcamiento, el muro se apoyaría sobre una franja estrecha centrada en O, y se produciría la plastificación del terreno en la zona próxima al pie del muro. La presión de plastificación aquí se denomina p_p. En ese instante de rotura, con el

efecto de las fuerzas volcadoras multiplicado por *F*, el equilibrio de momentos respecto al punto O conduce a la ecuación:

$$F \cdot M_2 = M_1 \qquad (2\text{-}331)$$

Los momentos son respecto a O y la ubicación de O depende de *F*, por lo que el proceso de cálculo de *F* es iterativo y puede desarrollarse mediante los siguientes pasos:

- Ordenación y clasificación de los valores de las acciones, obteniendo los datos que se indican en la Figura 2.7.6-21 para cada componente de las acciones.
- Tomar momentos de estas acciones respecto al punto *E* del borde externo del área de apoyo para definir los valores de los momentos estabilizador M_1 y volcante M_2. Si el terreno fuese infinitamente resistente el cociente de esos dos momentos sería precisamente el coeficiente de seguridad buscado. El coeficiente de seguridad al volcamiento plástico será siempre inferior a ese cociente.
- Supóngase un valor razonable de *F*.
- Calcúlese el punto de paso de la resultante que corresponde a ese valor de *F*. Ese punto de paso puede definirse mediante la distancia d_o al borde de la fundación, que queda definida por la ecuación:

$$d_o = \frac{M_1 - F \cdot M_2}{V'} \qquad (2\text{-}332)$$

Donde:

V' : Componente vertical de la resultante de las acciones (fuerzas estabilizadoras)

a) Calcúlese la inclinación de las acciones correspondientes al valor de *F* supuesto. Para el caso de la figura anterior se tendrá:

$$\tan \delta_{rot} = F \cdot \frac{E_{ah} + \Delta E_w + T}{W' + E_{av} - S_w} \qquad (2\text{-}333)$$

b) Calcúlese la componente vertical de la presión de rotura del terreno que corresponde al ancho de fundación ($B^* = 2d_o$) y el valor de δ_{rot} obtenido en el punto precedente. Ese valor se denominará $p_{p.}$

En la sección 3.5.6.2 de las Recomendaciones Españolas ROM 05-05 se indican procedimientos de cálculo que relacionan la presión vertical que produce el hundimiento o plastificación del terreno (p_p) con el ancho efectivo de fundación ($B^* = 2d_o$) y con la inclinación de la acción que causa la plastificación del terreno (δ_{rot}).

El procedimiento de cálculo p_p debe ser el adecuado, dependiendo de la naturaleza del terreno y la importancia de la obra. Ver sección 2.7.4.4.1.

c) Comparase p' y p_p

- Si $p' > p_p$, hacer otra iteración con un valor menor de F
- Si $p' < p_p$, aumentar el valor de F y repetir el proceso

Donde p' es la presión que transmite el muro al terreno.

El reinicio del proceso con el nuevo valor de F debe comenzarse en el punto d) de la relación de los pasos de cálculo.

El cálculo debe darse por bueno cuando el valor de F queda suficientemente acotado, con error máximo del orden del 1%, a modo de ejemplo.

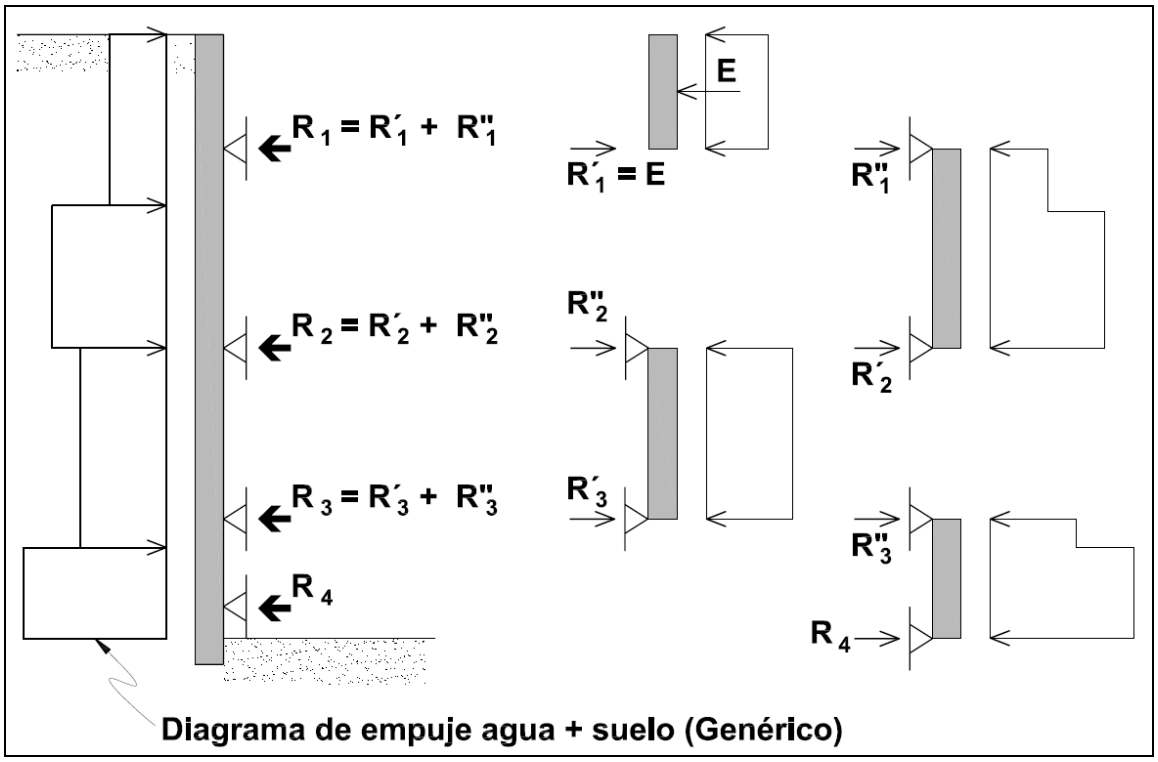
2.7.6.10.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA ROTURA DEL TERRENO EN MUROS PANTALLA (ROM 3.7.11.1.3)

Se propone determinar la distribución de las presiones pasivas en el tramo enterrado de pantallas con un solo punto de arriostre, para luego dividirlas por el factor de seguridad de diseño FS, con lo cual se define la resultante horizontal E_p/FS. Se tantea con diferentes profundidades de enterramiento hasta lograr equilibrio de momentos con respecto al punto de agarre del arriostre (normalmente un tirante). Una vez obtenido el valor final de E_p/FS, la solicitación en el tirante T, se obtiene planteando el equilibrio de fuerzas horizontales. Usar:

- FS ≥ 2,0 para condición estática permanente
- FS ≥ 1,5 para el caso sísmico

Cuando se presentan varios niveles de anclaje existen programas computacionales que permiten reproducir la secuencia constructiva y la colocación de anclajes. Una aproximación razonable es distribuir la resultante del empuje del suelo en toda la altura del muro para, posteriormente, determinar las cargas sobre los anclajes o puntos de arriostre según se ilustra en la Figura 2.7.6-22.

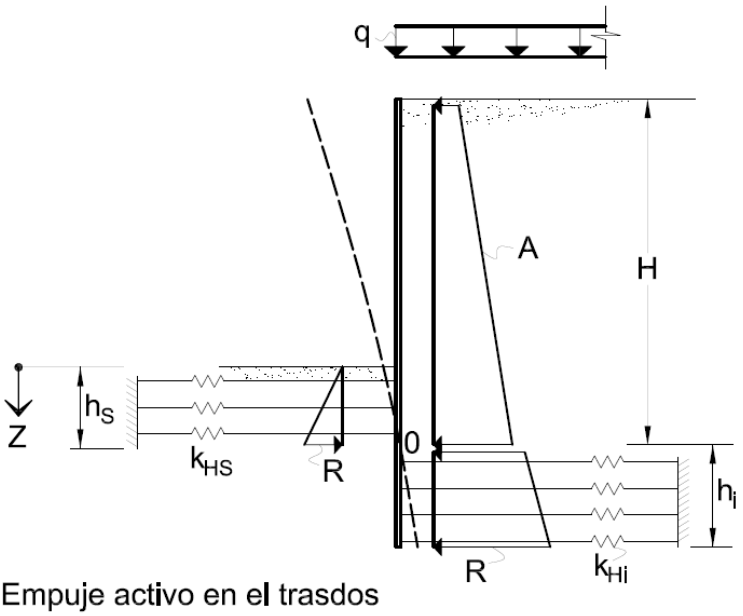
Figura 2.7.6-22: Método simplificado para obtener las solicitaciones en los puntos de arriostre



Fuente: Elaboración Propia

Para pantallas en voladizo se propone una metodología basada en la interacción horizontal suelo-pantalla según se ilustra en la Figura 2.7.6-23.

Figura 2.7.6-23: Pantalla en voladizo



A= Empuje activo en el trasdos

R= Empuje inicial de reposo

k_{HS}= Constante de balasto sobre el cruce por cero "0"

k_{Hi}= Constante de balasto bajo el cruce por cero "0"

NOTA: Se debe verificar las plastificación de los resortes representados por la constante de balasto k_{HS}, considerándose plastificados si σ_{HS}=0.8 σ_P. El análisis es similar al descrito para el caso de pilotes.

σ_{HS}= Presión de interacción a una profundidad, Z

σ_P= Presión correspondiente a la resistencia pasiva a una profundidad, Z

Fuente: Elaboración Propia

Las contantes de balasto k_{HS} y k_{Hi} (ton/m^3) se determinan como:

$$k_{HI} = \frac{1{,}15 \cdot E}{(1-\nu^2)h_s}$$

$$k_{HS} = \frac{1{,}15 \cdot E}{(1-\nu^2)h_i} \qquad (2\text{-}334)$$

Donde:

E : Módulo de deformación del suelo que puede variar con la profundidad en cuyo caso la constante de balasto $(k_{HZ})_S$ ó $(k_{HZ})_i$ se determinan con *EZ*. Para la componente de la solicitación sísmica amplificarlo por 1,5 como máximo, ton/m^2.

ν : Módulo de Poisson del suelo

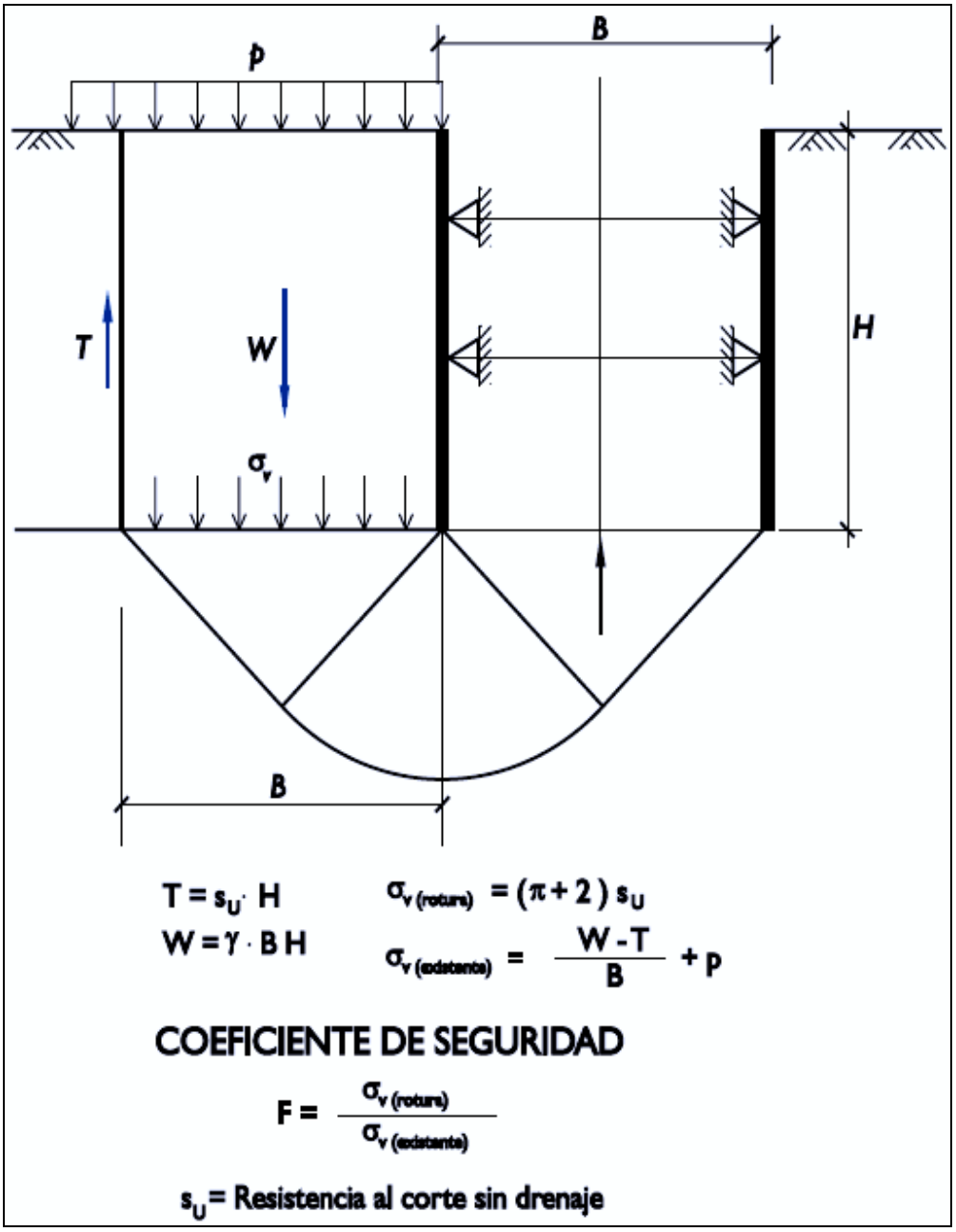
h_s : Altura sobre el cruce, m

h_i : Altura bajo el cruce, m

2.7.6.10.5 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE ENTIBACIONES (ROM 3.7.11.1.4)

Las excavaciones entibadas realizadas en suelos blandos pueden fallar por levantamiento en su fondo. La presión vertical sobre un plano horizontal al nivel del fondo es distinta a uno y otro lado de la excavación y esa diferencia de presión puede producir la plastificación del terreno en el fondo de la excavación y su levantamiento según un mecanismo similar al que se indica en la Figura 2.7.6-24.

Figura 2.7.6-24: Levantamiento del fondo en excavaciones entibadas



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

Este mecanismo, u otros similares, son típicos en suelos blandos saturados poco permeables y en situaciones de corto plazo, por ese motivo en la figura mencionada se representa la resistencia al corte mediante el parámetro S_U.

En suelos granulares o en suelos cohesivos a largo plazo, es decir, en aquellos casos en los que se puede contar con un ángulo de rozamiento apreciable, este tipo de rotura no suele producirse y, por lo tanto, esta comprobación no es necesaria.

La fórmula que se indica es aplicable a excavaciones en zanja de longitud indefinida. Si esa longitud es relativamente corta, su efecto se puede tener en cuenta reduciendo la anchura real a otra equivalente dada por la expresión:

$$B_{(equivalente)} = B\frac{L}{L+2\cdot B} \qquad (2\text{-}335)$$

Y realizar, después, la comprobación con esa anchura virtual más pequeña que la real.

La figura indica el coeficiente de seguridad contra este tipo de rotura para el caso de un terreno homogéneo y con sobrecargas en superficie.

Los coeficientes de seguridad frente a este modo de falla deben ser superiores a los mínimos que se indican

En ciertas ocasiones, aun cuando el factor de seguridad sea adecuado, es de interés considerar la magnitud del levantamiento cuando en el fondo de la excavación se disponen de estructuras sensibles a movimientos diferenciales.

2.7.6.11 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ROM 3.7.11.2)

2.7.6.11.1 MOVIMIENTO DE LOS MUROS DE GRAVEDAD (ROM 3.7.11.2.1)

Los movimientos de las estructuras de contención de tipo gravedad pueden estimarse suponiéndolos de tipo rígido y controlados únicamente por la deformación de la fundación.

A estos efectos, los movimientos de la fundación pueden calcularse mediante los procedimientos indicados en las secciones 2.7.4 y 2.7.5 para fundaciones superficiales y profundas, respectivamente.

Las acciones a considerar en estos cálculos serán las que correspondan a las situaciones de servicio que el ingeniero deba comprobar. Normalmente, el empuje de tierras será considerado como una de las acciones y habrá sido evaluado en la condición extrema de empuje activo. Esos cálculos de empuje activo habrán sido necesarios para comprobar los distintos Estados Límite Últimos descritos en las secciones anteriores.

El movimiento que resulta de estos cálculos debe compararse con el movimiento necesario para que se movilice el empuje activo. A estos efectos pueden utilizarse los valores orientativos de movimientos que se indican en la sección 2.7.6.2.

Si el movimiento calculado es mayor que el necesario para que se movilice el empuje activo, el cálculo se considerará correcto; la situación resultante es compatible. De otro modo habría que suponer un valor del empuje mayor que el valor correspondiente a la situación extrema de empuje activo (empuje mínimo).

Si el movimiento resulta menor que el necesario para movilizar el empuje activo, el ingeniero debe modificar sus cálculos para tener en cuenta que, en la situación de servicio considerada, el empuje sobre la estructura de contención puede ser mayor que el empuje activo.

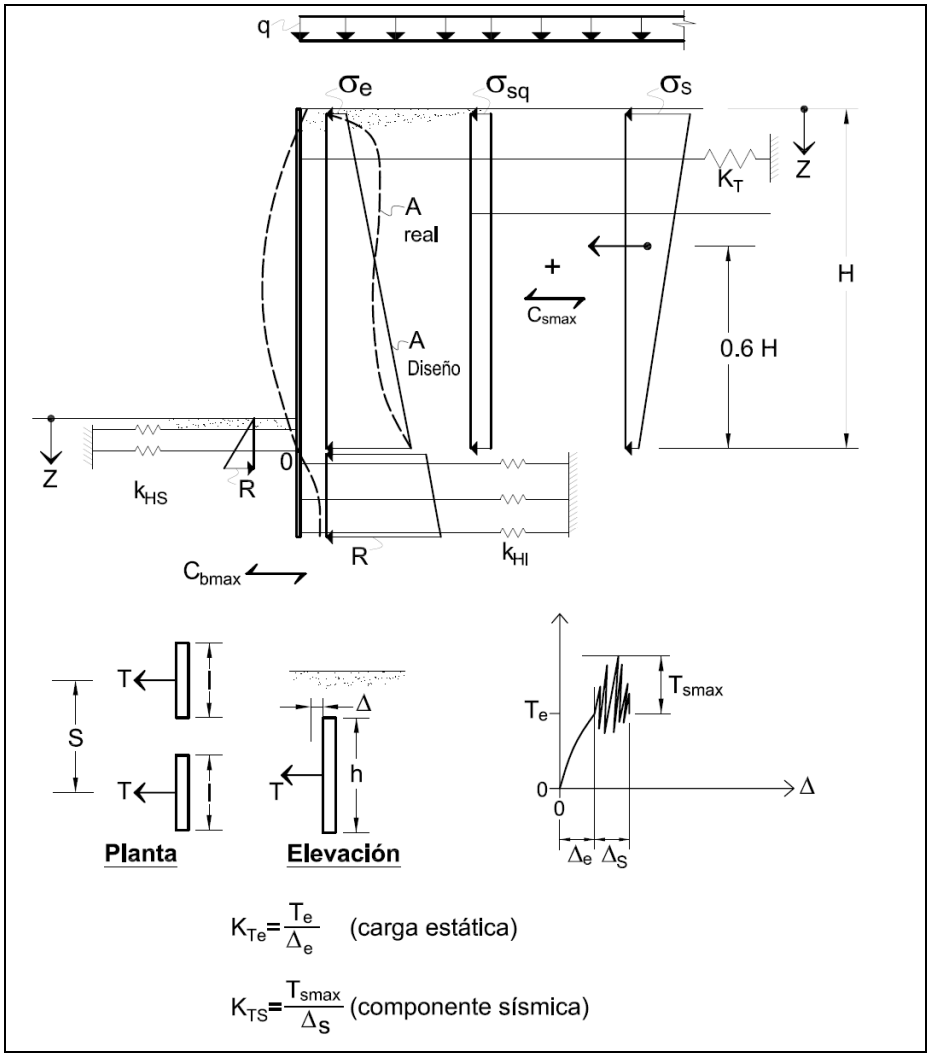
Se considera admisible, en esos casos, realizar el cálculo de movimientos con unos empujes sobre la estructura de contención calculados en la condición teórica de empuje al reposo.

En cualquier caso, dada la imprecisión de los métodos de cálculo de deformaciones, la verificación de las condiciones de servicio no se considerará satisfactoria más que si los movimientos estimados son únicamente una fracción (del orden de 1/3) de los que conducen a la estructura fuera del límite correspondiente.

2.7.6.11.2 MOVIMIENTO DE LOS MUROS PANTALLA (ROM 3.7.11.2.2)

En la siguiente figura se ilustra el modelo de análisis que incorpora resortes de interacción y, en forma separada, la componente estática y sísmica de los empujes. El modelo, incluidas las solicitaciones σ_e, σ_{sq} y σ_s, es aplicable a una pantalla en voladizo eliminando el resorte K_T.

Figura 2.7.6-25: Modelo para pantalla atirantada



Fuente: Elaboración Propia

Donde:

A : Empuje activo en el trasdós

R : Empuje inicial de reposo

k_{HS} : Ver Figura 2.7.6-23

k_{HI} : Ver Figura 2.7.6-23

A diferencia del modelo expuesto en la sección 2.7.6.10.1 para pantallas en voladizo, ahora se incorpora la restricción del tirante que se considera fijo a un muerto de anclaje cuya rigidez se representa por el resorte K_T. El análisis se efectúa para un módulo de pantalla de longitud s, que corresponde a la distancia entre anclajes.

Para la carga estática en el tirante T_e el resorte K_{Te} se obtiene como:

$$K_{Te} = C_M \cdot E_{ph} \frac{l}{h} \tag{2-336}$$

Donde:

E_{ph} : Componente horizontal de la resistencia pasiva por unidad de longitud del muerto de anclaje.

C_M : Coeficiente que depende del factor de seguridad FS, con respecto a la falla pasiva del muerto.

$$FS = \frac{E_{ph} \cdot l}{T_e} \tag{2-337}$$

La relación entre FS y C_M para un suelo granular compacto se establece como sigue:

Tabla 2.7.6-1: Relación entre *FS* y C_M para un suelo granular compacto

FS	C_M
1,0	~0
1,2	60
1,4	110
1,6	150
1,8	176
2,0	200
2,5	220

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas

Para la componente sísmica máxima T_{smax}, se tiene:

$$K_{TS} = K_{Te}^{*} \frac{I}{m_c \cdot \lambda}$$
$$K_{Te}^{*} = C_M^{*} \cdot E_p \frac{I}{h} \qquad (2\text{-}338)$$

Donde:

T_{smax} : Componente sísmica máxima de la solicitación en el tirante determinada con el coeficiente sísmico máximo de diseño C_{smax} que actúa en el suelo retenido.

$$C_{s\max} = \alpha_c \cdot C_{b\max} \frac{\gamma_{eq}}{\gamma_{beq}} \qquad (2\text{-}339)$$

C_{bmax} : Coeficiente sísmico máximo que corresponde a la aceleración máxima de diseño bajo el lecho marino (por ejemplo aceleración máxima de campo libre).

α_c : Factor de corrección para definir el coeficiente sísmico máximo C_{smax} que actúa simultáneamente y con igual intensidad en todos los puntos del suelo retenido por la pantalla, lo que permite emplear un análisis pseudoestático. En la sección 2.7.5.3.4.3, Tabla 2.7.5-1 se establece la relación entre α_c y la altura H, en este caso la altura de la pantalla definida en la Figura 2.7.6-25.

2.7.6.11.3 RESISTENCIA PASIVA EN CONDICIÓN SÍSMICA

Utilizando la nomenclatura expuesta en la figura de la sección 2.7.6.6 la resistencia pasiva para la condición estática más sísmica queda definida con el siguiente coeficiente de empuje:

$$K_{PS} = \frac{\cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta_f - \beta + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta_f) \cdot sen(\phi + i - \theta)}{\cos(i - \beta) \cdot \cos(\delta_f - \beta + \theta)}}\right]} \qquad (2\text{-}340)$$

Las expresiones (2) a (4) de la Figura 2.7.6-17 se mantienen salvo que K_P se remplaza por K_{PS} en las ecuaciones. (2) y (3).

El ángulo θ se define con las expresiones de la sección 2.7.6.4.3 aplicando la equivalencia allí establecida y que se expone en la Figura 2.7.6-16.

2.7.6.11.4 ESTRATIFICACIÓN CON SUELO FINO

En pantallas puede darse el caso que en el trasdós existan horizontes de suelos finos y granulares en que el comportamiento de estos a corto plazo o para condición sísmica sea no drenado con una resistencia S_U.

Simplificadamente, para obtener el empuje estático, los parámetros del suelo equivalente C_{eq}, ϕ_{eq} se obtienen con las expresiones de la Figura 2.7.6-16, asignado $\phi = 0$ y $c = S_u$ al horizonte de suelo fino.

El empuje estático más sismo se obtendrá calculando K_s con ϕ_{eq}, mientras que el peso unitario equivalente γ_{eq} y $(\gamma_b)_{eq}$ $(\gamma_b)_{eq}$ se obtendrá con las expresiones de la Figura 2.7.6-16 empleando γ_{sat} para el suelo fino bajo la napa.

La componente sísmica se obtiene con las expresiones de la Figura 2.7.6-16.

$$\sigma_s = (\gamma_b)_{eq} \cdot H(K_s - K_e)\cos(\delta_{feq})$$

$$\sigma_{sq} = \frac{q \cdot \sigma_s}{(\gamma_b)_{eq} \cdot H} \qquad (2\text{-}341)$$

El coeficiente K_e a utilizar en la expresión de σ_s se determina con ϕ_{eq}, mientras que el empuje resultante corresponde al empuje estático calculado con C_{eq}, ϕ_{eq} al que se le suma la componente sísmica, σ_s

Esta metodología se recomienda cuando el espesor del suelo fino sea inferior al 50% de la altura sobre la cual actúa el empuje.

2.7.7 ESTABILIDAD DE TALUD

Se utilizaran como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM 05-05) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.7.1 INTRODUCCIÓN (ROM 3.8.1)

En esta sección se recogen los principios generales del análisis y algunos detalles de los tipos de cálculo más usuales asociados al estudio de la estabilidad global del terreno.

La inestabilidad del terreno se manifiesta mediante grandes desplazamientos que implican la ruina total o parcial de la obra. Algunos tipos de inestabilidad ya han sido considerados en otras partes de este documento; entre ellos:

- El hundimiento o el deslizamiento de fundaciones superficiales.
- El hundimiento o la rotura del terreno debido a fuerzas horizontales en fundaciones profundas.
- El hundimiento o el deslizamiento de muros de contención.

Existen, además, otros posibles mecanismos de rotura general del terreno a lo largo de superficies de forma diversa, según sea la geometría de sus zonas más débiles. Estos mecanismos de rotura y la metodología recomendable para su análisis son los que se consideran a continuación. Aparte de los tres casos mencionados, las inestabilidades globales suelen ocurrir en aquellos casos en los que existe un desnivel importante en el terreno, ya sea natural o artificialmente creado mediante:

- Excavación: taludes de corte
- Relleno: taludes en terraplén
- Procedimientos mixtos

Los taludes pueden ser obras de tierra o roca donde no existan elementos estructurales, o estructuras mixtas formadas por el propio terreno y elementos estructurales anejos. Como ejemplo, de estos últimos pueden mencionarse las fundaciones superficiales o profundas en taludes o en zonas próximas a los taludes. También, son considerados dentro de este caso los elementos de contención que usualmente se emplean para asegurar la estabilidad del conjunto, tales como muros de contención de gravedad o de pantalla flexible, en voladizo o ancladas, bulones para contención de cuñas en roca, etc.

En todos estos casos, en los que existe un desnivel del terreno, sea con o sin estructuras asociadas, será preciso considerar los estados límite que se mencionan a continuación y utilizar para su análisis los principios generales que se indican. Los métodos de cálculo que se sugieren son de aplicación a los casos concretos que se mencionan al hacer la descripción de cada método.

2.7.7.2 MODOS DE FALLA MÁS USUALES DE LOS TALUDES ASOCIADOS A ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ROM 3.8.2)

2.7.7.2.1 PÉRDIDA DE LA ESTABILIDAD GLOBAL (ROM 3.8.2.1)

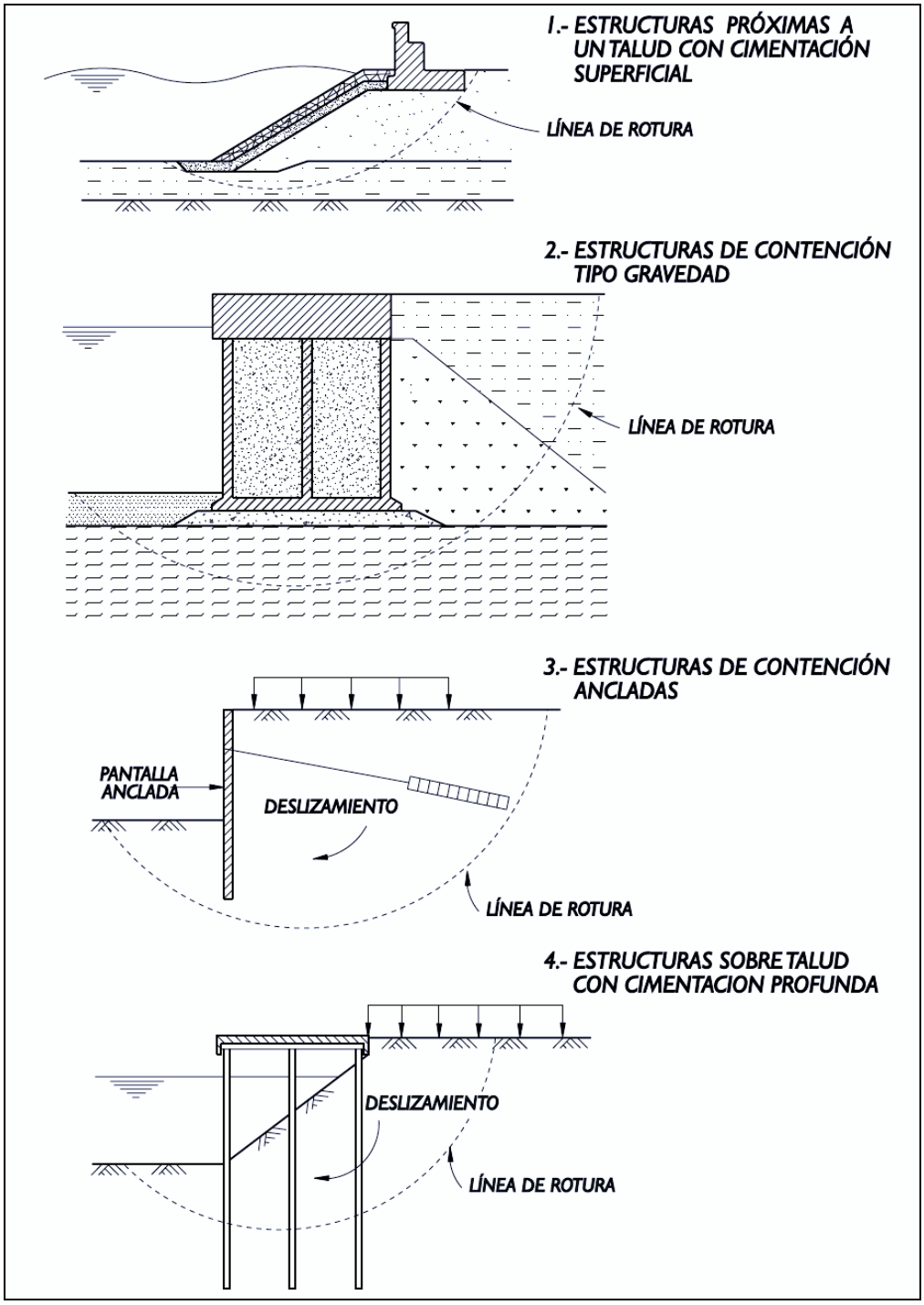
La estabilidad global de una determinada obra se pierde cuando la tensión de corte necesaria para mantenerla es superior a la resistencia al corte del terreno y eso ocurre, además, en una superficie de rotura, que divide a la obra en dos partes: la parte englobada entre la superficie externa y la superficie de rotura deslizaría sobre el resto.

El desplazamiento puede ser brusco, lento o de fluencia, dependiendo, principalmente, de las características del terreno.

La pérdida de estabilidad global de las obras de tierra y de las obras mixtas de tierras y estructuras anejas o próximas es un accidente grave que implica la ruina completa de la parte de la obra movida. Por lo cual, es imprescindible el estudio de Estado Límite Último, y la demostración explícita de que el nivel de seguridad alcanzado cumple los requisitos mínimos indicados más adelante.

En la Figura 2.7.7-1 se incluyen algunos esquemas de modos de fallo asociados a la estabilidad de taludes que son considerados en esta sección.

Figura 2.7.7-1: Esquema de algunos modos de falla por pérdida de la estabilidad global



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.7.2.2 DEFORMACIONES (ROM 3.8.2.2)

Las deformaciones del terreno en las zonas próximas a los desniveles o taludes pueden ser importantes y pueden dar lugar al Estado Límite Último de estructuras situadas en su proximidad, antes de alcanzarse el Estado Límite Último de pérdida de estabilidad global, estando el talud aún en buenas condiciones de servicio.

El estudio de esas deformaciones o la ubicación de las estructuras que sean sensibles a ellas, fuera de la zona de influencia de los taludes, es un aspecto a considerar en el proyecto. Para analizar este problema de deformaciones deben seguirse los criterios básicos expuestos en la sección 2.7.7.6.

2.7.7.2.3 EROSIONES (ROM 3.8.2.3)

El movimiento del agua puede provocar la ruina de los taludes y de las estructuras que dependen de ellos, mediante erosión externa degradando su geometría y/o erosión interna arrastrando materiales y provocando asentamientos o hundimientos locales.

Ambos procesos pueden provocar la pérdida de equilibrio del propio talud o de estructuras próximas, por lo que pueden ser considerados como causantes de un Estado Límite Último de colapso progresivo.

Los procesos de erosión deben analizarse según los principios generales expuestos en la sección 2.7.3 de este capítulo y, en caso de ser necesario, se deberán tomar las medidas preventivas adecuadas.

2.7.7.3 MODOS DE FALLA MÁS USUALES DE LOS TALUDES ASOCIADOS A ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ROM 3.8.3)

Tanto los movimientos como las erosiones, cuando son de amplitud moderada, pueden ser compatibles con los requisitos de servicio de la obra.

En las bases de cada proyecto particular, se deberán fijar los límites de movimientos admisibles. En la sección 2.7.7.6 se indican los principios generales del cálculo de deformaciones que pueden aplicarse para estimar los movimientos en torno a los taludes, a los efectos de estas comprobaciones.

Los límites admisibles en cuanto a deterioros causados por las erosiones, que habrán de establecerse en los criterios de proyecto, deben garantizarse mediante medidas preventivas que, en general, no son susceptibles de análisis cuantitativo.

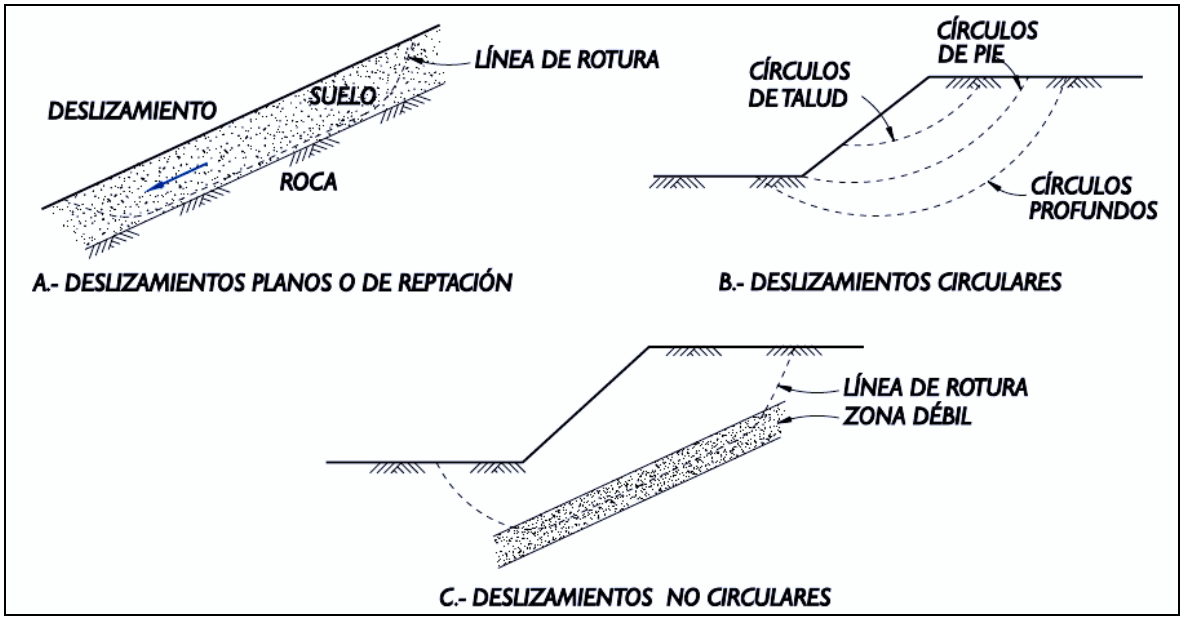
2.7.7.4 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL EN SUELOS (ROM 3.8.4)

2.7.7.4.1 TIPOS DE DESPLAZAMIENTOS (ROM 3.8.4.1)

La observación de las formas de las superficies de rotura, en aquellos casos en los que se ha alcanzado el estado límite de la pérdida de estabilidad global en suelos, ha guiado el desarrollo de las distintas técnicas de análisis cuantitativo.

Los tipos de superficie de deslizamiento más frecuente pueden asimilarse, a efectos de cálculo, a uno de los tres tipos que se describen a continuación, los cuales se visualizan en la Figura 2.7.7-2.

Figura 2.7.7-2: Tipos de deslizamientos en suelos



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 05 Cap. III)

2.7.7.4.1.1 DESLIZAMIENTO SEGÚN LÍNEAS DE ROTURA PLANAS PARALELAS A LA SUPERFICIE EXTERIOR DE TERRENO.

Este tipo de rotura es frecuente en las laderas naturales, en las que el suelo que recubre a la roca o suelo firme subyacente desliza, según una superficie que, en buena parte de su desarrollo, es paralela al borde externo del terreno natural. El deslizamiento se puede producir por obras de excavación, donde se produce el deslizamiento de la zona superior a la excavación, o por obras que aumenten la carga, ya sean estructuras o rellenos, produciéndose entonces el deslizamiento de la carga añadida y de la zona inferior de la ladera. Como consecuencia, la parte alta también puede deslizar. El deslizamiento también puede producirse por causas naturales, por ejemplo, períodos de lluvia.

2.7.7.4.1.2 DESLIZAMIENTOS CIRCULARES

Típicos de las formaciones en suelos homogéneos.

El deslizamiento como sólido rígido de la zona superior sobre la inferior a lo largo de una línea circular es el único movimiento cinemáticamente posible, incluyendo, evidentemente, los deslizamientos planos como caso límite.

De acuerdo a la profundidad de las superficies de rotura, los deslizamientos circulares se pueden diferenciar en “círculos de talud” que intersectan a éste parcialmente, “círculos de pie” que pasan por el pie del talud o “círculos profundos” que intersectan a la obra más allá del pie del talud. En la Figura 2.7.7-2 se visualizan estos tres desplazamientos circulares.

En suelos heterogéneos, ya sean taludes de excavación o taludes de relleno, las líneas de rotura suelen parecerse a las mencionadas de sección circular, de manera que la hipótesis de rotura según este tipo de líneas es adoptada en la mayoría de las situaciones. Esto no excluye el tanteo de otros tipos de línea de rotura en aquellos casos en los que la disposición del terreno indique otras posibles formas, no circulares, que pudieran ser más críticas.

2.7.7.4.1.3 DESLIZAMIENTOS NO CIRCULARES

En algunas ocasiones, la configuración del terreno, particularmente la disposición de algunas zonas más débiles, hace que sea necesario considerar superficies de rotura cuya sección plana no pueda aproximarse a una circunferencia.

Los algoritmos computacionales desarrollados hoy en día son lo suficientemente versátiles para encontrar, aún dentro de una estratigrafía heterogénea, la banda que contiene las potenciales superficies de falla con menores factores de seguridad y, dentro de ellas, la superficie con el factor de seguridad mínimo, $F_{mín}$. La definición de estas superficies se efectúa mediante una búsqueda automática, que puede arrojar una superficie con sectores planos y otros circulares, según sea la estratigrafía del talud, incluyendo en ello el suelo de apoyo. Por consiguiente, el esfuerzo debe concentrarse en una adecuada caracterización estratigráfica y de parámetros geomecánicos.

2.7.7.4.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS SITUACIONES DE PROYECTO (ROM 3.8.4.2)

Para analizar un problema de estabilidad global es necesario conocer su configuración geométrica, las acciones externas que pudieran afectar y las características resistentes del terreno.

2.7.7.4.2.1 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Salvo casos excepcionales, la geometría del problema se definirá mediante una sección plana representativa.

En los casos en que existan dudas acerca de la sección plana que pueda ser más crítica, se deberán estudiar diversas secciones con la finalidad de elegir, entre ellas, la que resulte más crítica y exigir, en esa sección, los coeficientes de seguridad mínimos que se indican en la sección 2.7.7.5.

Los elementos que definen la geometría son, entre otros, la distribución de suelos de distinta naturaleza y resistencia, así como la adecuada representación de la estructura, si ésta estuviera implicada en el análisis de estabilidad global.

Los contactos entre distintos terrenos se establecerán con prudencia. Los estratos más débiles deben representarse con los mayores espesores que razonablemente puedan tener. En ese sentido, el posible efecto beneficioso de la penetración de escolleras vertidas sobre suelos blandos no debe considerarse, salvo que sea un aspecto controlado y justificado por el ingeniero.

Un elemento clave de la configuración geométrica del subsuelo lo constituye la descripción del estado del agua. Esto es, su nivel freático en caso de una situación

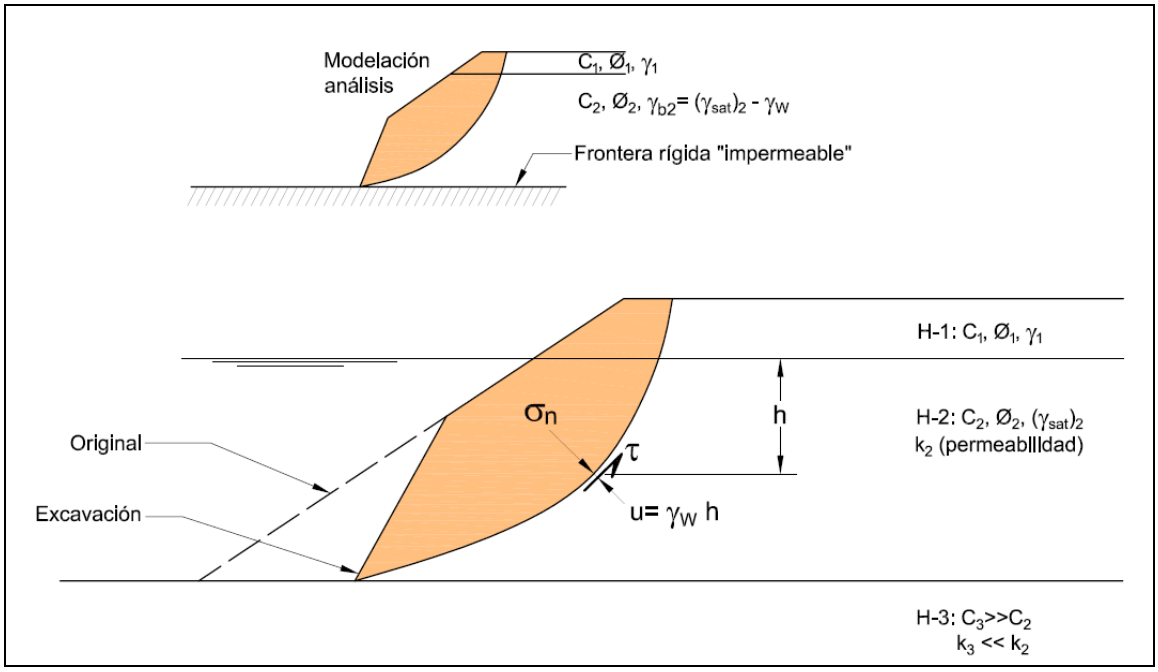
hidrostática, o la configuración de la red de filtración en caso de que el agua esté en movimiento.

Es aconsejable hacer estudios de sensibilidad respecto a las condiciones geométricas en aquellos casos en los que éstas no están definidas con precisión suficiente.

2.7.7.4.2.2 DEFINICIONES DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO

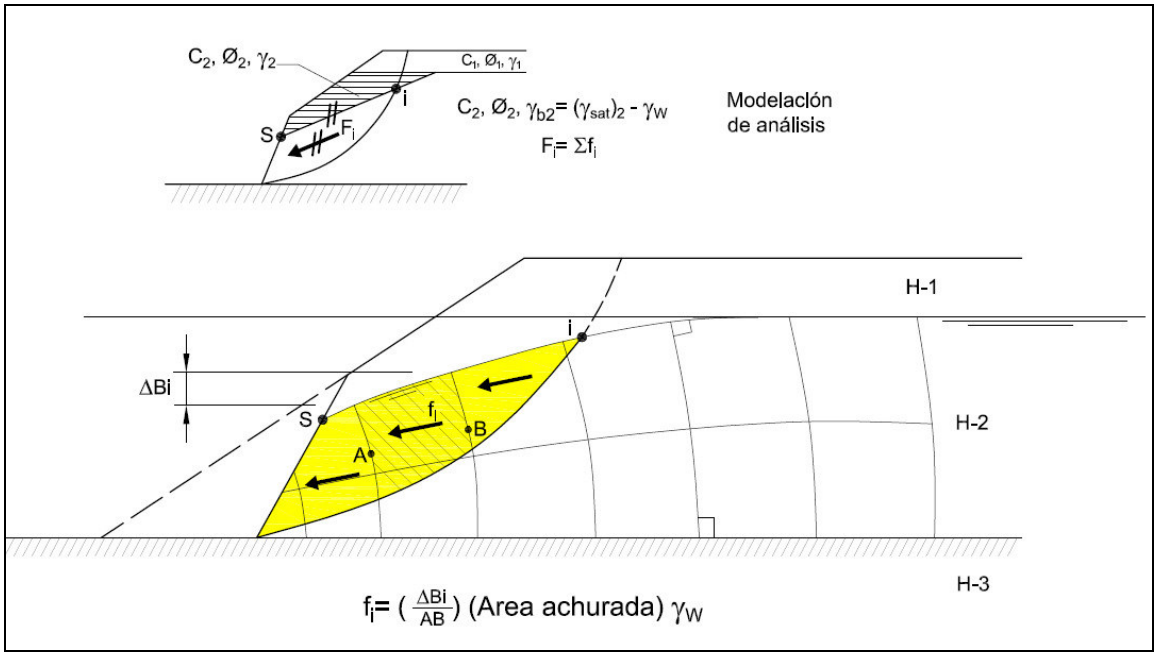
La resistencia al corte que moviliza un suelo para mantener su equilibrio al ser sometido a una perturbación externa, como, por ejemplo, la excavación al pie del talud de Figura 2.7.7-3 y la Figura 2.7.7-4, puede ser drenada o no drenada.

Figura 2.7.7-3: Ejemplo ilustrativo para el análisis de estabilidad de un talud con falla drenada: Talud con napa estática



Fuente: Elaboración Propia

Figura 2.7.7-4: Ejemplo ilustrativo para el análisis de estabilidad de un talud con falla drenada: Talud con escurrimiento



Fuente: Elaboración Propia

Falla drenada

Prácticamente no hay cambios en la presión de poros *u*, el actuar la acción externa, de modo que la resistencia última en el plano potencial de deslizamiento τ, queda expresada como:

$$\tau = c + (\sigma_n - u) \cdot \tan\phi \qquad (2\text{-}342)$$

Donde σ_n es la presión total sobre el plano potencial de deslizamiento en un punto dado y *u* la presión de poros hidrostática en ese punto en cuanto dicho punto se encuentre bajo la napa. Lo único que puede variar es la presión σ_n debido a la excavación, lo que es tomado en cuenta en los métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Para que ocurra falla drenada el o los suelos involucrados deben estar sobre la napa o, cuando están bajo ella, deben tener una permeabilidad suficientemente alta. Para las

velocidades típicas de construcción, en esta categoría caen suelos con permeabilidades iguales o superiores a la de una arena limosa sin plasticidad.

Existen casos extremos en los cuales una arena tiene comportamiento no drenado cuando está sometida a cargas cíclicas de gran velocidad, por ejemplo inducidas por un sismo. Por el contrario, un suelo bajo la napa de baja permeabilidad, como es el caso de una arcilla, ante una velocidad de construcción lo suficientemente baja para no generar variaciones en la presión de poros *u*, exhibiría un comportamiento drenado. En otras palabras, si el tiempo de consolidación de la arcilla fuese comparable con el de construcción, habrá comportamiento drenado. De lo contrario, que es lo que normalmente ocurre en suelos finos, el suelo se comportará en forma no drenada. En este último caso, solo una vez desarrollado el proceso de consolidación (disipación de las variaciones de la presión de poros), el análisis de estabilidad corresponderá al de un caso drenado que por génesis se le denomina estabilidad a largo plazo.

Cuando en el talud se desarrolla una red de flujo, que en el ejemplo de la Figura 2.7.7-4 se considera conservadoramente igual a la existente antes de hacer el corte, se mantiene todo lo expuesto con anterioridad, salvo que habrá que incorporar la fuerza de filtración, f. Dado que los análisis de estabilidad de taludes se desarrollan para un ancho unitario, la fuerza de filtración que se define por unidad de volumen de suelo sometido a flujo, ahora se expresa por unidad de área. Estas fuerzas se agregan como cargas externas.

Falla no drenada

Este tipo de falla ocurre en suelos de baja permeabilidad ubicados bajo napa, generándose variaciones de la presión de poros Δu, ya que la velocidad con que el esqueleto del suelo tiende a cambiar de volumen debido a la perturbación externa, es mayor que la velocidad de escurrimiento del agua. La resistencia del suelo se define con la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \left[\sigma_n - (u_o + \Delta u)\right] \cdot \tan\phi \qquad \text{(2-343)}$$

Donde Δu puede ser positivo o negativo según sean las características del suelo.

La determinación de Δu en forma “teórica” es engorrosa, siendo más práctico recurrir a ensayos triaxiales o de corte directo no drenados, penetraciones con cono estático, etc.

que permiten definir la resistencia no drenada S_u. En consecuencia, para el análisis de estabilidad del talud en condición no drenada, el suelo fino se caracteriza como sigue:

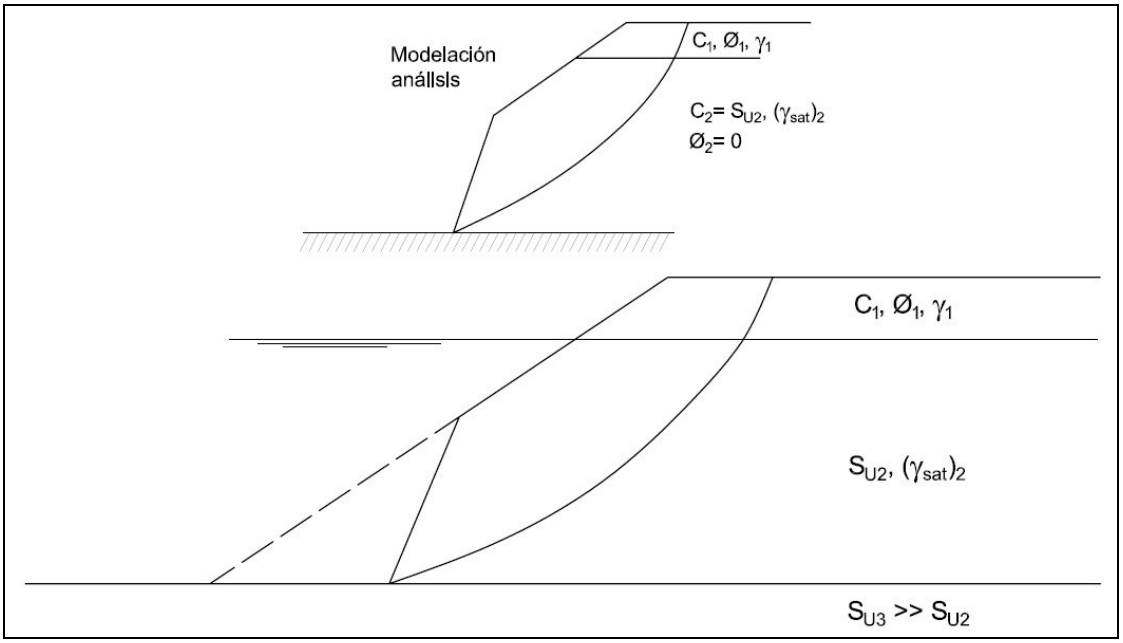
Tabla 2.7.7-1: Características suelo fino para estabilidad de talud en condición no drenada

Bajo napa	Sobre napa
$c = S_u$	c
$\phi = 0$	ϕ
γ_{sat}	γ

Fuente: Elaboración Propia

La existencia de una red de flujo no será tomada en cuenta, lo que no introduce mayores diferencias. Obviamente que la estabilidad a largo plazo (drenada) debería incluirla. En la Figura 2.7.7-5 se ilustra la modelación para falla no drenada.

Figura 2.7.7-5: Ejemplo ilustrativo para falla no drenada



Fuente: Elaboración Propia

2.7.7.4.2.3 COLABORACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se refiere al aporte de resistencia al corte de, por ejemplo, columnas de grava que son atravesadas por la superficie potencial de deslizamiento. La columna de grava trabaja al corte en condición drenada dada su alta permeabilidad y constituye un aporte ya que se instala en suelos con resistencias bajas.

Si el elemento estructural fuese un pilote que trabaja en flexión, se determinará el esfuerzo de corte máximo sobre el pilote a nivel de la superficie potencial de deslizamiento. Este cortante será el necesario para que el pilote falle estructuralmente y se genere con un diagrama de empuje triangular como el representado en la Figura 2.7.5-3. La suma de los cortantes actuará como fuerza estabilizadora.

2.7.7.4.3 PRINCIPIOS GENERALES DEL CÁLCULO (ROM 3.8.4.3)

2.7.7.4.3.1 DEFINICIÓN DE LA SEGURIDAD

Se define como coeficiente de seguridad al deslizamiento de un talud el número F por el que habría que dividir los valores de los parámetros resistentes para que se alcance la condición de rotura a lo largo de la superficie crítica o más desfavorable de deslizamiento.

Los valores estrictamente necesarios que deben tener los parámetros resistentes para mantener el equilibrio serán una fracción de los valores reales. Cuando se utiliza el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, resulta, para cada uno de los posibles terrenos involucrados en la estabilidad:

Falla Drenada

$$c_{necesario} \leq c / F$$

$$F \cdot \tan\phi_{necesario} \leq \tan\phi \qquad (2\text{-}344)$$

Falla no Drenada

$$(S_u)_{necesario} \leq \frac{S_u}{F}$$

2.7.7.4.3.2 CONSIDERACIÓN DEL EFECTO DEL AGUA

En la sección 2.7.7.4.2.2 se estableció la modelación del suelo en un talud con napa estática y con escurrimiento. Se contempló falla drenada y no drenada.

2.7.7.4.3.3 HIPÓTESIS SIMPLIFICATIVA

En general, el cálculo del coeficiente de seguridad requiere conocer el estado tensional del terreno. Ese conocimiento es difícil de conseguir y, por eso, es preciso hacer algunas hipótesis simplificativas.

Cada método de cálculo hace alguna simplificación a ese respecto. El ingeniero debe conocerlas, particularmente, cuando utiliza programas de computación como herramienta de trabajo. No todas las hipótesis simplificativas usuales son aceptables.

Tal como se explicitó en la sección 2.7.7.4.1.3 las técnicas manuales para el cálculo de la estabilidad de un talud han sido remplazadas, totalmente, por algoritmos computacionales de uso reconocido en la práctica geotécnica a nivel mundial. Para tal efecto, se han desarrollado programas con búsqueda automática de las superficies potenciales de deslizamiento más críticas y sus correspondientes factores de seguridad. Para ello, se han incorporado, entre otros, métodos tales como el de Bishop Modificado, Spencer y Janbu, aplicables a condiciones estratigráficas heterogéneas con cargas externas de estructuras en o vecinas al talud y cargas que simulan elementos de refuerzo de taludes (por ej. anclajes), cargas sísmicas, fuerzas de filtración, etc.

Dentro de este escenario lo más relevante es una adecuada modelación geotécnica tanto en estratigrafía como en los parámetros resistentes de los suelos involucrados.

2.7.7.4.4 EFECTO DE SISMO

El sismo se introduce mediante un coeficiente sísmico equivalente, que actúa sobre la masa potencialmente deslizante, que se determina como:

$$C_{seq} = \alpha\left(\frac{C_s}{1-C_v}\right)\left[\frac{\gamma_{eq}}{(\gamma_b)_{eq}}\right] \qquad (2\text{-}345)$$

Donde:

C_s : Coeficiente sísmico máximo para la zona de emplazamiento según Norma NCh433.

C_v : 0,5 C_s

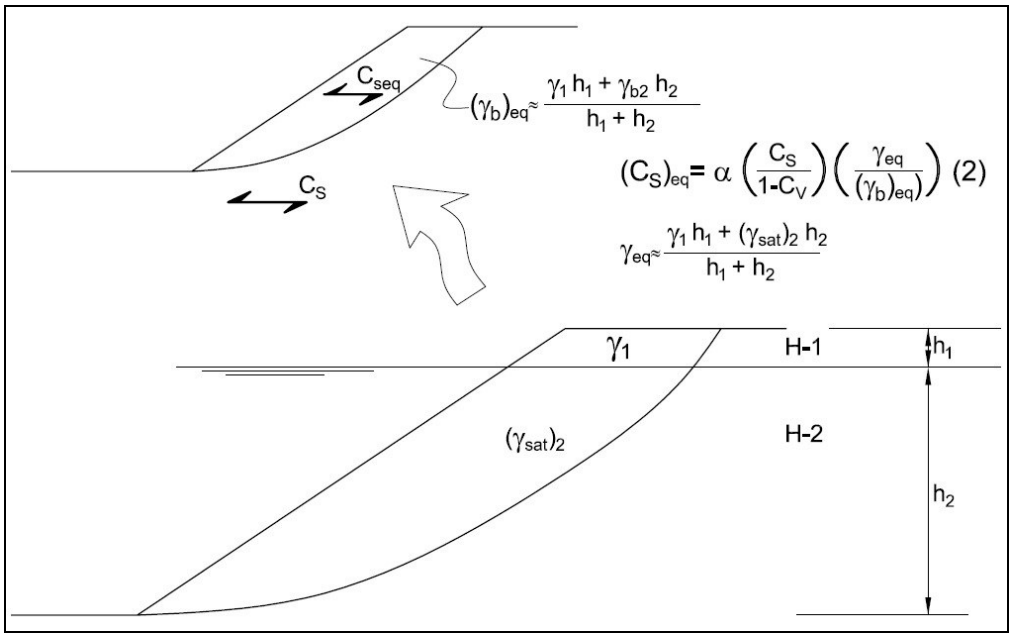
α_c : Coeficiente definido en 2.7.5.3.4.3.

γ_{eq} : Peso unitario total equivalente obtenido según lo indicado en la Figura 2.7.7-6.

$(\gamma_b)_{eq}$: Peso unitario sumergido equivalente según lo indicado en la Figura 2.7.7-6.

El talud de análisis se transforma en uno sin napa y con el peso unitario equivalente sobre el cual se aplica el coeficiente sísmico equivalente.

Figura 2.7.7-6: Ejemplo equivalencia de pesos unitarios para análisis sísmico de suelo granular con falla drenada



Fuente: Elaboración Propia

Si H-2 fuese suelo con falla no drenada, al eliminar la napa se remplaza $(\gamma_b)_{eq} = \gamma_{eq}$ en la ecuación de C_{seq}.

2.7.7.5 COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS FRENTE A LA PERDIDA DE ESTABILIDAD GLOBAL (ROM 3.8.6)

Lo habitual para el caso de estabilidad de taludes es que el factor de seguridad definido con solicitaciones sin mayorar, verifique:

- Solicitaciones estáticas: FS ≥ 1,5
- Solicitaciones sísmicas: F ≥ 1,1 (Utiliza $C_s = C_{smax}$)

Existen situaciones en las cuales no se admiten desplazamientos permanentes ocasionados por sismos, por ejemplo, cuando existen estructuras sensibles emplazadas en el talud o entre su coronación y el reventón superior de la superficie potencial de falla.

La magnitud de estos desplazamientos se puede estimar con la expresión de la sección 2.7.5.3.4.3, exigiéndose que sean nulos.

Así, entonces, la verificación de estabilidad sísmica en términos de un factor de seguridad se puede remplazar por una verificación en términos de un desplazamiento admisible. Ello permite, según el caso, tener un talud con un factor de seguridad sísmico menor que 1,0 durante algunos instantes del sismo lo que se traduce en desplazamientos sísmicos permanentes.

El procedimiento para verificar la estabilidad sísmica de un talud vía el control de su desplazamiento es aplicable a casos en los que el factor de seguridad está controlado en gran parte por el ángulo de fricción (normalmente taludes con inclinación menor a 45°). De lo contrario, la estabilidad comienza a estar controlada por la cohesión la cual, cuando el talud comienza a desplazarse por efecto del sismo tal cohesión se deteriora, pudiendo generarse una falla frágil conocida como derrumbe o aplanchonamiento.

2.7.7.6 CONSIDERACIÓN DE LAS DEFORMACIONES (ROM 3.8.7)

En general, no deben colocarse estructuras rígidas en las proximidades de los taludes, ya que las deformaciones del terreno en su entorno pueden ser importantes. A pesar de ello, habrá situaciones en las que será imprescindible construir estructuras en la zona de afección de los taludes.

El cálculo de los movimientos en el entorno de los taludes debe realizarse mediante procedimientos numéricos. Se recomienda la utilización de métodos basados en la teoría de la elasticidad ya sea lineal, no lineal y con modelación elástica plástica. Tales procedimientos se consideran tanto más aplicables cuanto mayor sea el coeficiente de seguridad global. Actualmente, existen programas computacionales que permiten analizar en forma amigable este tipo de problemas.

Las deformaciones obtenidas serán, en todo caso, poco precisas por lo que, en general, se supondrá que una situación es aceptable cuando las deformaciones resultantes de la mejor estimación sean a lo menos tres veces menores que la que producen daño en la estructura próxima al talud. Obviamente, esta suposición no es aplicable cuando se dispone de una buena caracterización de los módulos de deformación de los parámetros resistentes del suelo.

A efectos de mejorar el grado de conocimiento y en aquellos casos en los que el aspecto deformacional sea importante, se recomienda especificar, como medida preventiva, la observación cuidadosa de movimientos durante la construcción, así como incluir las disposiciones contractuales oportunas para poder adaptar la obra en función de los resultados de estas observaciones.

2.7.8 MEJORAMIENTO DE TERRENO

Se utilizarán como base las Recomendaciones Españolas para Obras Marítimas (ROM) contenidas en el Capítulo III, Criterios Geotécnicos. Se incorporan comentarios y modificaciones, que priman por sobre lo expuesto en el documento español de acuerdo a las condiciones y características de Chile.

2.7.8.1 ASPECTOS GENERALES (ROM 3.9.1)

La calidad del terreno puede ser mejorada mediante los distintos tipos de tratamiento que se indican en este capítulo.

Es posible que, en determinadas circunstancias, el tratamiento del terreno para mejorar alguna de sus características sea más conveniente que adaptar la solución de proyecto a las condiciones naturales del terreno.

Un ejemplo claro de esa situación es la construcción de pavimentos sobre rellenos recientes. En esos casos el tratamiento del relleno y de su fundación (si es que éste también es mejorable) puede ser más conveniente que construir un pavimento provisional y proceder a su reposición posterior. Ambas alternativas deben estudiarse y compararse.

Algo similar puede decirse respecto a la construcción de instalaciones ligeras sobre suelos blandos. Es posible resolver el problema de sus cimientos mediante fundaciones profundas o bien, alternativamente, con fundaciones superficiales realizadas directamente sobre el terreno después de algún tratamiento de mejora.

Los tratamientos de mejora de terreno “a posteriori” son una solución casi obligada, en algunos casos patológicos.

Como caso excepcional debe citarse el tratamiento anti licuefacción de depósitos de suelos potencialmente inestables durante un hipotético terremoto u otras vibraciones similares. El tratamiento del terreno es, prácticamente, una medida ineludible.

Hay situaciones en que la mejora del suelo no es procedente. Es más fácil y económico adaptar la solución proyectada a la calidad del terreno, que proceder a su mejora.

Se adelanta, como punto de partida, que la mejor solución de tratamiento de un terreno problemático es su excavación y sustitución por otro mejor. Esa solución, adoptada en muchas ocasiones, ha de plantearse siempre como la primera alternativa.

Las técnicas actuales de tratamiento del terreno están encaminadas a aumentar la resistencia, a disminuir la deformabilidad o la permeabilidad, ya sea de forma generalizada en toda su masa o en zonas locales, y ya sea de una manera permanente o transitoria.

A efectos de exposición, se han clasificado los procedimientos de mejora en los distintos tipos que se comentan a continuación. Esta división tiene el único objeto de facilitar los comentarios y las recomendaciones que se quieren hacer acerca de ellos. La clasificación

no es fácil pues, como se verá, existen procedimientos mixtos que participan de las características de dos o más de los procedimientos que se describen.

Debe mencionarse, también, que no es clara la separación entre un tratamiento de mejora del terreno y un trabajo de ejecución de una fundación. Tal es el caso de las inclusiones rígidas descritas en la sección 2.7.8.6 e incluso algunos procedimientos de vibración profunda descritos en 2.7.8.3 ó de inyecciones mediante jet-grouting descritos en la sección 2.7.8.7.4. Estos procedimientos pueden también considerarse como casos especiales de fundaciones profundas mediante pilotajes no convencionales. En ese sentido, los procedimientos indicados en la sección 2.7.5, pueden ser de aplicación al estudio de estos tipos de tratamiento de mejora.

También, ha de añadirse que la compactación superficial es siempre adecuada como tratamiento único o complementario al realizado con otras técnicas.

2.7.8.2 PRECARGAS (ROM 3.9.2)

2.7.8.2.1 MEJORAS PRODUCIDAS POR LAS PRECARGAS (ROM 3.9.2.1)

Los terrenos que son sometidos a una cierta carga se deforman más la primera vez que son cargados que en ocasiones posteriores. La primera carga deja al suelo con mayor resistencia y menor deformabilidad, aunque tal carga sea retirada. Los terrenos arcillosos, en particular, son muy sensibles a este efecto beneficioso de las precargas.

Por otro lado, conseguir el efecto beneficioso de las precargas puede requerir un tiempo grande en aquellos terrenos que estén saturados. Ese tiempo es tanto mayor cuanto mayor sea el espesor de suelo blando y cuanto menor sea su permeabilidad. Por ese motivo, las precargas aceleradas con medidas de drenaje artificial pueden ser mucho más efectivas.

Las precargas aumentan la densidad del terreno, incrementan su resistencia y disminuyen su deformabilidad, mejorando así las condiciones frente a posibles problemas de estabilidad y frente a futuros problemas de deformaciones.

La precarga es un procedimiento tan efectivo que su consideración es siempre recomendable.

En cada caso particular y en función de las condiciones concretas de cada lugar, se conseguirán unos u otros efectos beneficiosos. El estudio de las precargas permitirá hacer una estimación razonable de estos efectos.

En la Tabla 2.7.8-1 se indican, sólo con fines ilustrativos, unas ideas sobre las mejoras que podrían inducir las precargas en dos tipos de suelo.

Tabla 2.7.8-1: Ejemplos de posibles mejoras producidas por precargas

	Antes de la Precarga	Después de la Precarga
Suelos Cohesivos Blando:		
Peso Unitario Seco γ_d (kN/m^3)	12	15
Módulo de Deformación (Edométrico) E_m (MPa)	2	10
Resistencia al Corte sin Drenaje, S_u (kPa)	10	20
Suelos Arenosos Sueltos		
Densidad Relativa D_r (%)	40	70
Módulo de Deformación, E (MPa)	10	30
Ángulo de Rozamiento Interno, ϕ	28	32

Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

2.7.8.2.2 TIPOS DE PRECARGAS (ROM 3.9.2.2)

La precarga más clásica consiste en colocar tierras sobre los rellenos artificiales o suelos naturales blandos que se quieren mejorar, de manera que se produzcan asentamientos al consolidar el suelo bajo el peso de las tierras. Las tierras se retiran después total o parcialmente.

La precarga puede conseguirse por otros procedimientos, entre ellos:

- Acopio de bloques de hormigón o de mercancías pesadas
- Cargas de agua en recintos estancos (depósitos)
- Rebajando artificial y temporalmente el nivel freático
- Mediante gatos y anclajes en zonas localizadas

La aceleración del proceso de consolidación mediante drenes artificiales es adecuada en aquellos casos en que los tiempos de consolidación son importantes. Los drenes que

comúnmente se utilizan son bandas drenantes prefabricadas denominadas mechas drenantes.

2.7.8.2.3 RECONOCIMIENTOS PREVIOS (ROM 3.9.2.3)

Antes de proyectar una precarga, es preciso reconocer el terreno para determinar su estratigrafía, así como sus características geotécnicas. El reconocimiento geotécnico previo con ensayos de penetración estática continuos, esencialmente midiendo las presiones intersticiales (piezocono o ensayo CPTU), es especialmente indicado para obtener el coeficiente de consolidación horizontal, además de la resistencia no drenada del terreno. En particular es necesario conocer, de cada estrato o nivel:

- Densidad y humedad natural (puede bastar una estimación).
- Módulos de deformación.
- Coeficiente de consolidación.

Estos datos se pueden obtener directamente mediante ensayos edométricos realizados con muestras inalteradas o con el piezocono que entrega el coeficiente de consolidación vertical y horizontal, respectivamente. Pueden obtenerse, también, indirectamente mediante correlación con otros ensayos (Por ejemplo, coeficiente de consolidación versus límite líquido en recarga y carga virgen).

También, es necesario investigar la resistencia al corte del terreno natural, no sólo para compararla con la resistencia correspondiente después del tratamiento, sino también para analizar los problemas de estabilidad que pueden provocar las precargas. Cargas de tierra altas en zonas de suelos blandos, destinados a acelerar el proceso de consolidación, pueden provocar la rotura del terreno a corto plazo. Este problema debe ser considerado ya que, de ocurrir, significaría el hundimiento de la zona precargada, particularmente en sus bordes.

Los ensayos de molinete (vane test) o los ensayos de penetración estática (CPT) son especialmente interesantes para conocer la resistencia en estos casos. Los ensayos triaxiales o de corte directo de laboratorio pueden ser, también, necesarios cuando el problema de la resistencia resulta crítico.

Es importante, en aquellos casos en los que se pretende acelerar la consolidación incluyendo drenes artificiales, considerar la anisotropía del suelo en cuanto a su coeficiente de consolidación c_v ya que éste suele ser, en muchos suelos naturales, varias veces mayor en la dirección horizontal (medida con el piezocono) que en la dirección vertical (medida con el odómetro) que es la que, comúnmente, se ensaya en laboratorio. Esa consideración puede hacerse vía empírica, por comparación con experiencias similares o mediante ensayos especiales de laboratorio con flujo horizontal, difíciles de lograr en muestras obtenidas de sondajes.

El CPT con medida de presiones intersticiales (piezocono), realizando paradas esporádicas para analizar la disipación del exceso de presiones intersticiales provocado por la hinca del cono, es especialmente indicado a este respecto.

2.7.8.2.4 PROYECTO DE PRECARGAS (ROM 3.9.2.4)

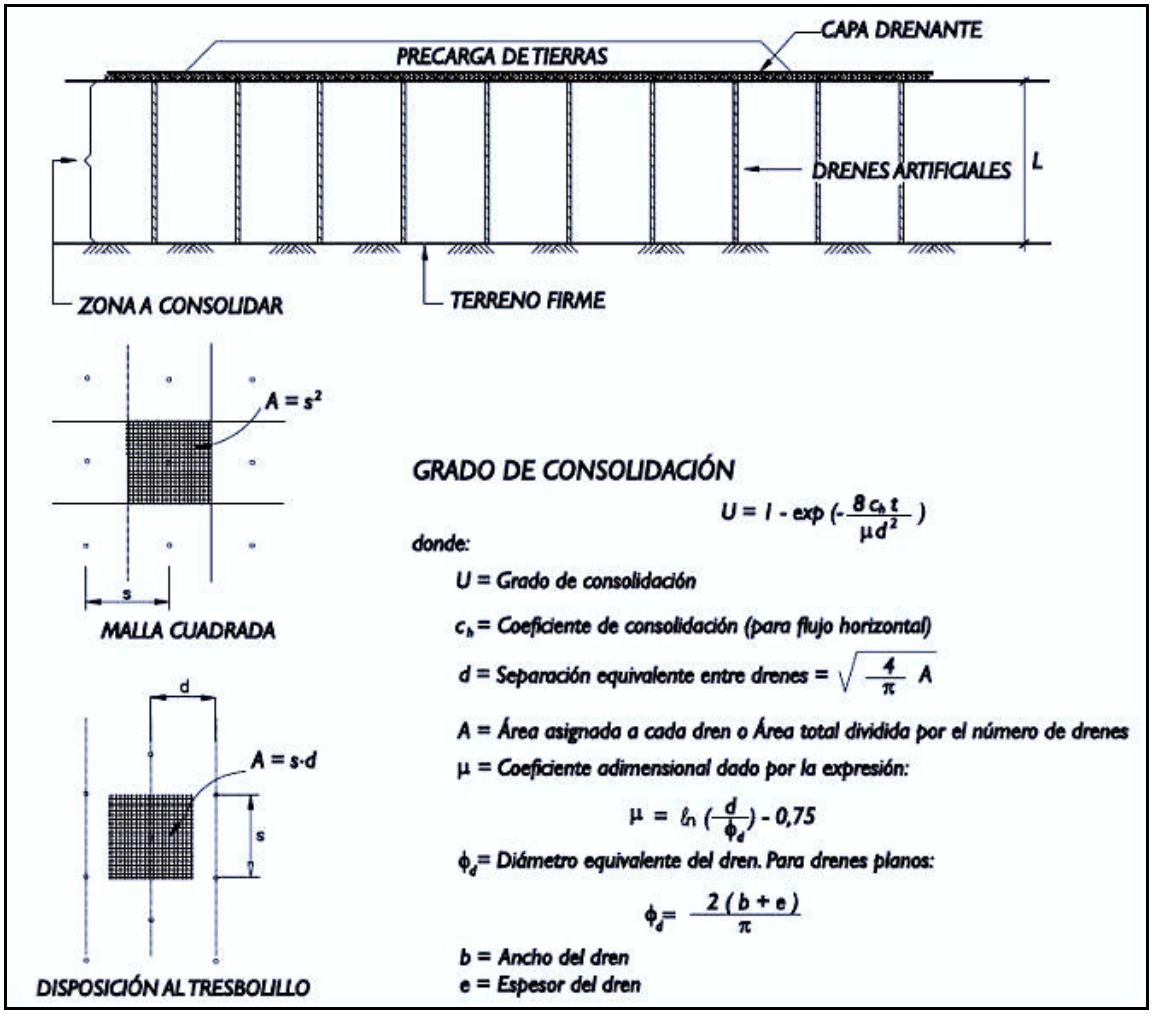
La intensidad de la precarga debe ser tanto mayor cuanto mayor sea el efecto pretendido. El límite superior de la intensidad de la precarga está marcado, aparte de los motivos económicos, por la propia estabilidad del terreno.

Al decidir la intensidad de la precarga (altura de terraplén en el caso usual de precarga con tierras), debe comprobarse que el terraplén creado es estable y que los movimientos que provoca no inducen efectos nocivos en estructuras próximas.

El grado de consolidación alcanzado con una determinada precarga se puede estimar aplicando la teoría de la consolidación unidimensional, cuando no se dispone drenaje artificial suplementario (ver sección 2.7.3.9).

Para el caso particular de precargas verticales sobre estratos horizontales de suelos en los que se dispone un drenaje artificial, se puede calcular el grado de consolidación alcanzado con la fórmula indicada en la Figura 2.7.8-1.

Figura 2.7.8-1: Estimación del grado de consolidación de precargas con drenaje acelerado



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Esa expresión analítica, u otros cálculos numéricos más complejos, pueden permitir la estimación del grado de consolidación alcanzado cuando se mantiene la precarga un cierto tiempo *t* y por lo tanto cuál es, en ese momento, la densidad y la resistencia del terreno.

En ocasiones, el proceso de flujo vertical tiene cierta importancia, aunque se dispongan drenes para acelerar la consolidación. Su efecto beneficioso puede contabilizarse calculando, separadamente, el grado de consolidación que se hubiera alcanzado en caso

de no existir drenes. Ese cálculo puede hacerse utilizando la teoría de la consolidación unidimensional para flujo vertical que se expone en la sección 2.7.3.9.

El grado de consolidación conjunto U, debido al drenaje radial horizontal y debido al flujo vertical, puede calcularse con la expresión:

$$1-U=(1-U_1)\cdot(1-U_2) \qquad \text{(2-346)}$$

Donde:

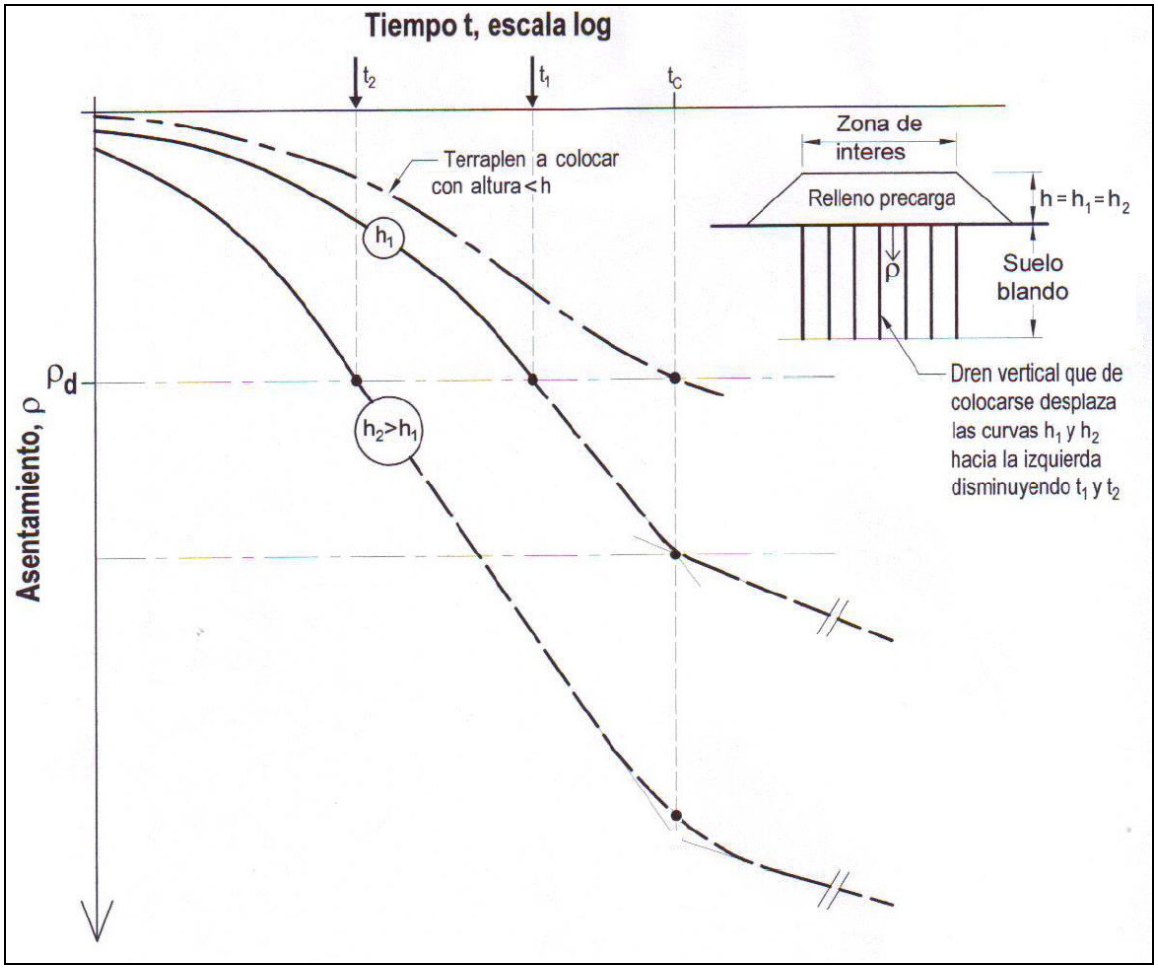
U_1 : Grado de consolidación que produciría para flujo horizontal

U_2 : Grado de consolidación que produciría para flujo vertical

Es usual y recomendable dejar las sobrecargas hasta que los grados de consolidación alcanzados sean del orden del 75% o mayores. En esas situaciones la retirada total o parcial de las precargas suele producir adormecimiento que son únicamente una pequeña fracción del asentamiento producido.

En la Figura 2.7.8-2 se ilustra el efecto de una precarga en un suelo blando sobre el cual se colocará un terraplén. Si se define por ρ_d el asentamiento que tendría el terraplén de proyecto una vez desarrollada la consolidación del suelo blando al cabo del tiempo t_c, es posible dimensionar la altura de la precarga h, para provocar dicho asentamiento con la precarga.

Figura 2.7.8-2: Esquema ilustrativo del efecto de la precarga



Fuente: Elaboración Propia

Si no se utilizaran mechas drenantes, se indican las curvas de asentamiento versus tiempo para dos alturas de precarga, h1 y h2 > h1, curvas que se obtienen utilizando el procedimiento para consolidación con drenaje vertical solamente. Si se quisiera generar con la precarga el asentamiento ρd, del terraplén de proyecto, dicha precarga deberá permanecer un tiempo t1 para precarga con altura h1 y un tiempo t2 < t1 para precarga con altura h2 > h1. Si se utilizaran drenes verticales las curvas con h1 y h2 se desplazan hacia la izquierda lo que implica tiempos de permanencia de la precarga menores para generar el asentamiento ρd.

Cabe señalar que en ocasiones la precarga se dimensiona para que durante su permanencia se genere un asentamiento ρ < ρd, lo que implica aceptar un asentamiento ρd – ρ cuando se coloque el terraplén de proyecto. También se da el caso que no se utilice precarga, apoyado el terraplén de proyecto sobre mechas drenantes destinadas a acelerar el proceso de consolidación (disminución de tc) para, posteriormente, montar sobre el terraplén estructuras, pavimentos, etc., en un suelo ya consolidado.

2.7.8.2.5 OBSERVACIÓN DEL TRATAMIENTO (ROM 3.9.2.5)

La observación del tratamiento con precargas es siempre necesaria y debe dirigirse hacia tres aspectos fundamentales:

- Altura de tierras o intensidad de las cargas, que puede hacerse por procedimientos sencillos. En el caso de tierras, mediante control de su densidad aparente y nivelaciones topográficas.

- Asentamientos del terreno, que pueden controlarse mediante placas de asentamiento colocadas en la superficie del terreno natural. Conviene controlar, también, asentamientos a distintas profundidades, bien con extensómetros de suelos colocados verticalmente o mediante tubos telescópicos de medida de asentamientos.

- Presiones intersticiales, mediante piezómetros (neumáticos o de cuerda vibratoria) introducidos en el terreno a distintas profundidades e intercalados entre los drenes artificiales, a la mayor distancia posible de ellos y con un replanteo cuidadoso de su ubicación exacta. Rara vez se utiliza.

Estas u otras herramientas permitirán conocer la evolución del proceso de consolidación y decidir el momento en que debe darse por concluida una determinada mejora.

El reconocimiento geotécnico posterior, con procedimientos iguales o similares a los utilizados para reconocer el terreno antes del tratamiento, indicará la mejora obtenida y permitirá proyectar, debidamente, las estructuras y/o pavimentos a construir sobre el terreno tratado. Rara vez se implementa esta verificación.

2.7.8.3 VIBRACIÓN PROFUNDA (ROM 3.9.3)

La vibración de los suelos granulares sueltos induce una densificación que mejora su resistencia y disminuye su deformabilidad. Con esa idea se han vibrado, en ocasiones, depósitos arenosos sueltos con técnicas muy variadas que se podrían denominar vibro compactación.

En la Figura 2.7.8-3 se incluyen, esquemáticamente, dos tipos de vibradores que han sido utilizados con éxito en suelos arenosos en espesores de unos 15 m. Ese espesor de tratamiento, o algunos metros más, parece ser el límite práctico de la experiencia actual.

La vibración transmitida al terreno provoca la inestabilidad de su estructura, induciendo una licuefacción parcial y provocando asentamientos en superficie.

El radio de acción de la vibración depende de la potencia del equipo y del tipo de terreno. En la práctica habitual, se suele hacer el tratamiento con una columna de vibrado por cada 3 a 5 m^2. Con esa densidad se pueden obtener mejoras medias de densidad muy apreciables.

2.7.8.3.1 TIPOS DE TRATAMIENTO (ROM 3.9.3.1)

Para que el terreno se licúe con la vibración es preciso que su contenido en finos (limos más arcillas) sea prácticamente nulo. De otra forma no se produciría la licuefacción. Con contenidos de finos casi nulos (< 5% aprox.), se pueden provocar densificaciones simplemente vibrando los torpedos que se introducen en el terreno. Ese tratamiento se suele denominar vibro flotación.

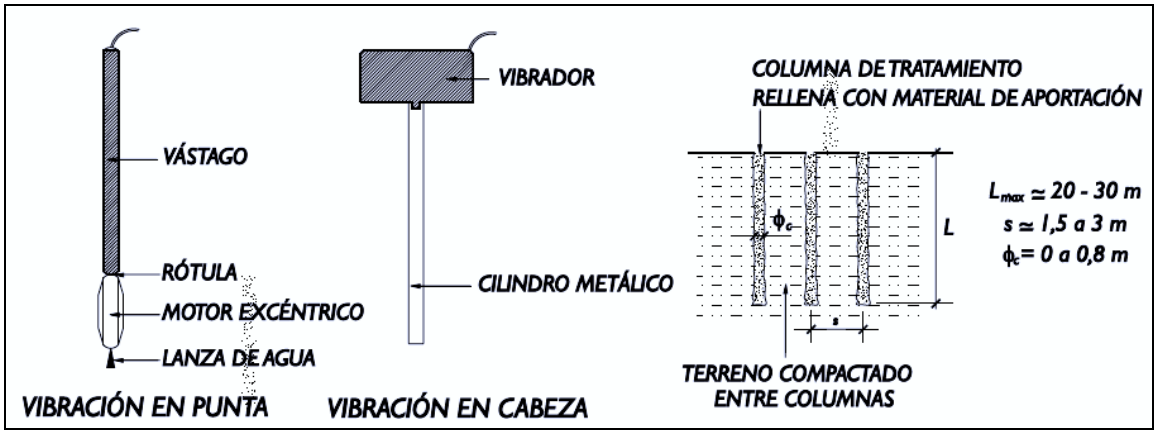
Cuando el contenido en suelos finos aumenta (rango del 5 al 20% aprox.), la vibración del torpedo densifica parcialmente los suelos alrededor de la vertical en la que se introduce y deja un cilindro hueco, que se va rellenando con un material granular de aportación. Este procedimiento mixto de vibración e inclusión de un material más rígido se suele denominar vibro sustitución.

Con contenidos de finos superiores al 20 ó 25% la vibración no ayuda a compactar el suelo circundante y, de utilizarse este procedimiento, resultaría ya un tratamiento de inclusiones rígidas (columnas de grava, por ejemplo), de las que se hablará más adelante.

En cualquier caso estos tratamientos dejan la parte superior del terreno poco compactada. Por eso, es necesario un tratamiento final de compactación con rodillos vibratorios en superficie.

En rellenos sumergidos no es fácil recompactar la superficie del terreno después del tratamiento vibratorio. Esto hace que esta técnica no sea recomendable en esas ocasiones, particularmente si el espesor es reducido. En caso de aplicarse este tratamiento, el procedimiento debe completarse con algún sistema que resuelva el problema apuntado, como por ejemplo un planchado por impacto.

Figura 2.7.8-3: Esquema del tratamiento de vibro compactación



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

2.7.8.3.2 MEJORAS ALCANZABLES (ROM 3.9.3.2)

Con la vibración profunda se pueden alcanzar densidades relativas altas (D_r = 75%) y resistencias a la penetración dinámica (N del SPT) del orden de N = 25 o superior, o resistencias a la penetración estática (q_c del CPT) superiores a 10 MPa (102 kgf/cm^2).

El grado de densificación obtenido puede ser bastante homogéneo y, por lo tanto, esas medidas de densidad pueden diferir poco cuando se hacen a diferentes distancias de las verticales del tratamiento. Dentro de la columna de material de aportación (en el caso de la vibro sustitución) las densidades relativas y las resistencias a la hinca (estática o dinámica) pueden ser mayores.

En depósitos arenosos sueltos, es posible mejorar el suelo de manera que se elimine la necesidad de realizar las fundaciones profundas que en otro caso hubieran sido necesarias. Esto, que en general es cierto para estructuras ligeras, necesita una comprobación especial para el caso de grandes cargas.

En términos generales, la calificación de la aplicabilidad de estos métodos a los distintos tipos de terreno se resume en la Tabla 2.7.8-2.

Tabla 2.7.8-2: Aplicabilidad de los tratamientos de vibración profunda a los distintos tipos de terrenos

Tipos de Terreno	Vibro flotación	Vibro sustitución
Arenas Limpias (*)	Excelente	No es aplicable
Arenas Limosas	Regular	Excelente
Fangos	Mala	Buena o Regular
Arcillas	No es Aplicable	Buena
Rellenos Vertidos	Depende del Tipo de Material	Buena
Vertidos de Inertes	No es Aplicable	No es aplicable
(*) Menos del 5% de Finos		

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

2.7.8.3.3 PROCEDIMIENTOS DE CONTROL (ROM 3.9.3.3)

El control de una mejora de terreno mediante vibración profunda es siempre necesario.

Antes de proyectar el tratamiento, se debe conocer con detalle el terreno. El proyecto del tratamiento debe incluir un pronóstico detallado de la mejora que se pretende obtener. Ese pronóstico debe expresarse en términos de la variación esperada de los parámetros más representativos (densidad relativa, índice *N* del SPT, resistencia a la penetración estática, etc.).

La realización de un tratamiento de vibración profunda, sea con o sin material de aporte, exige un control geométrico (puntos de tratamiento y nivelación superficial), así como de los consumos de material de aportación.

Para evaluar la eficacia del tratamiento, deben repetirse los ensayos de reconocimiento geotécnico realizados antes del tratamiento. Son especialmente indicados, en estos casos, los ensayos SPT y los ensayos de penetración estática.

La evaluación de la capacidad de carga y la estimación de módulos de deformación pueden requerir la realización de ensayos de carga “in situ”, ya sea mediante placas de

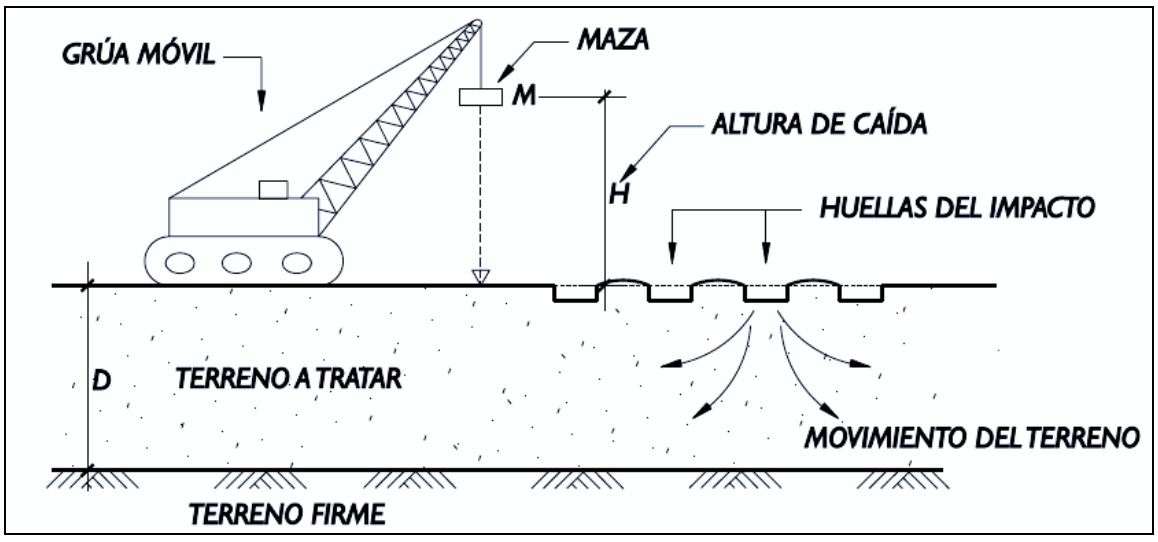
carga en calicatas más o menos profundas o mediante ensayos presiométricos en sondajes.

La experiencia indica que el paso del tiempo, después de finalizado el tratamiento, aumenta, en general, la resistencia del terreno y disminuye su deformabilidad. Por eso los reconocimientos geotécnicos de evaluación de la mejora realizados inmediatamente después del tratamiento de vibración pueden conducir a conclusiones pesimistas. Investigaciones hechas unos meses después de finalizar el tratamiento, pueden aportar una idea más precisa del beneficio obtenido.

2.7.8.4 COMPACTACIÓN DINÁMICA (ROM 3.9.4)

La caída de grandes pesos desde gran altura provoca la rotura del suelo y su desplazamiento hacia los lados de la zona de impacto. A mayores profundidades, se puede producir, también, una mejora debido a la onda de presión que afecta a los granos del suelo y modifica sus uniones hacia una configuración más densa. Ver esquema de la Figura 2.7.8-4.

Figura 2.7.8-4: Esquema de la compactación dinámica



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

El tratamiento superficial de suelos de esta forma se ha llevado a cabo con mazas de entre 1 t y más de 100 t y con alturas de caída de hasta 40 m.

El espaciamiento usual entre puntos de impacto suele estar comprendido entre los 2 ó 3 m para las mazas pequeñas y más de 10 m para las mazas pesadas.

El tratamiento suele realizarse en varias pasadas, ejecutando, en cada una de ellas, puntos de caída alternados en la malla final del tratamiento proyectado.

La profundidad de la zona densificada está relacionada con la energía del golpe. La experiencia indica que esa profundidad está dada por la fórmula empírica:

$$D_t = \alpha_t \cdot \sqrt{M_m \cdot H_c} \qquad (2\text{-}347)$$

Donde:

M_m : Masa de la maza, t

H_c : Altura de caída, m

D_t : Profundidad efectiva del tratamiento, m

α_t : Factor dependiente del tipo de terreno y de las características del tratamiento. El valor usual es próximo a 0,5 $(m/t)^{1/2}$. La presencia de un fondo rígido puede aumentar el valor de α.

Si existe, a una profundidad menor que D, un estrato rígido, se tomará como valor de D esa profundidad menor. Cuando existe un horizonte de suelo fino dentro de la profundidad D, la eficacia de la compactación en y bajo el horizonte se reduce notablemente.

Una vez que se eligen la masa de la maza y la altura de caída de manera que se pueda alcanzar una profundidad de tratamiento acorde con el problema que se quiere resolver, se debe decidir la intensidad del tratamiento, esto es el número de golpes de maza y su distribución espacial y temporal.

A estos efectos, conviene definir un parámetro de referencia que se denomina energía específica o energía aplicada por unidad de volumen de suelo tratado, que sería la siguiente:

$$E_S = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i-1}^{N_g} \frac{M_m \cdot V_i^2}{A_t \cdot D_t} \qquad (2\text{-}348)$$

Donde:

E_S : Energía específica

N_g : Número total de golpes aplicados en el área A_t

M_m : Masa de la maza

V_i : Velocidad de impacto

A_t : Área total en planta de la superficie tratada

D_t : Profundidad efectiva del tratamiento

Existe una correlación entre la energía específica aplicada y el aumento medio de la densidad seca del terreno tratado. Pero esa relación depende mucho del tipo de terreno. Para suelos arenosos saturados se puede suponer que el aumento medio de densidad seca viene expresado por la siguiente relación:

$$\Delta\gamma_d(\%) = \eta^* \cdot E_S^{1/2} \qquad (2\text{-}349)$$

Donde:

$\Delta\gamma_d(\%)$: Aumento medio de la densidad seca expresado en tanto por ciento de la densidad seca existente antes del tratamiento.

E_S : Energía específica

η^* : Constante cuyo valor típico es del orden de 0,2 $kPa^{1/2}$ (0,2 $(0{,}01\ kgf/cm^2)^{1/2}$)

Una forma de verificar en obra que se consigue el aumento deseado de densidad seca es el control del asentamiento de superficie, s, pues, de acuerdo con las definiciones hechas, se cumple:

$$\Delta\gamma_d(\%) = 100 \cdot \frac{S_m}{D_t} \qquad (2\text{-}350)$$

Donde:

s_m : Asentamiento medio de la superficie del terreno, provocado por el tratamiento

D_t : Profundidad efectiva del tratamiento

Las energías específicas de tratamientos usuales oscilan desde unos pocos cientos de kPa, en zonas de suelos blandos con poco espesor, hasta energía específica de varios miles de kPa en tratamientos de grandes espesores de suelos.

El número total de golpes N se suele aplicar en varias fases (usualmente dos o tres) utilizando puntos de caída dispuestos en planta, según una malla rectangular o triangular, con un punto de impacto cada 10 m^2 (aprox.). En cada fase se golpea en el mismo punto varias veces seguidas (cuatro golpes es un número usual) y, al cambiar de fase, se cambia de puntos de golpeos para intercalarlos entre los precedentes. Es conveniente establecer cierto plazo de espera entre dos fases consecutivas para facilitar la consolidación del terreno.

Después de la compactación dinámica, la superficie del terreno queda muy irregular. Puede ser preciso un trabajo posterior de regularización y compactación superficial, realizado con otros procedimientos.

Esta técnica se ha utilizado con éxito tanto en terrenos granulares y parece particularmente indicada en el tratamiento de rellenos artificiales de naturaleza heterogénea, que son difícilmente mejorables con otros procedimientos.

Este tratamiento puede hacerse también bajo el agua (con ciertas formas hidrodinámicas de las pesas).

La compactación dinámica puede hacerse con carácter local para mejorar la zona de apoyo de fundaciones individuales.

El efecto nocivo en las estructuras próximas (y el ruido) han de vigilarse, ya que la vibración producida en el terreno circundante puede ser importante, igual que ocurre con la hinca de grandes pilotes.

La evaluación de la eficacia del tratamiento requiere, como en las otras técnicas, un reconocimiento geotécnico posterior al tratamiento de mejora.

2.7.8.5 COMPACTACIÓN CON EXPLOSIVOS (ROM 3.9.5)

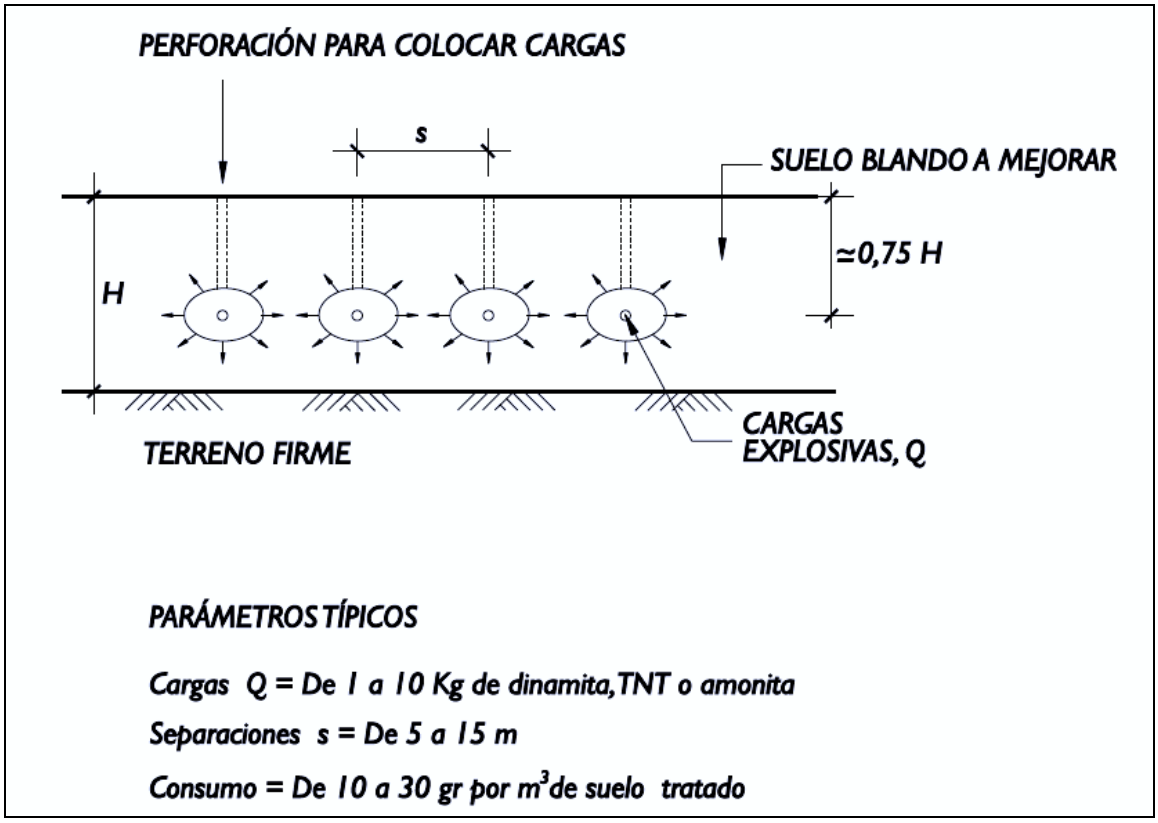
La explosión de cargas explosivas en el interior del terreno provoca la rotura en el entorno de la carga, el desplazamiento transitorio del terreno próximo y la vuelta hacia una situación posterior en general más estable y más densa.

La técnica ha sido utilizada en obras portuarias para desplazar fangos existentes bajo rellenos de mejor calidad y para compactar rellenos vertidos.

En depósitos de arenas finas, se puede provocar la licuefacción y conseguir aumentos de densidad posteriores importantes. En algunos tratamientos se han medido asentamientos superficiales de más de medio metro.

Normalmente, las cargas explosivas se colocan mediante perforaciones y se alojan a profundidades próximas al centro de la zona a densificar o algo más bajas. Ver Figura 2.7.8-5.

Figura 2.7.8-5: Esquema del tratamiento con explosivos



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

En esa figura se indican algunos parámetros típicos de consumos y espaciamiento de cargas, propios de suelos granulares. El tratamiento de otro tipo de suelos puede requerir mayores energías.

El control de vibraciones inducidas en estructuras próximas es necesario, ya que este tipo de tratamientos puede producir daños a distancias considerables de la zona de explosión.

La evaluación final del resultado obtenido puede, y debe hacerse, mediante la medición de los asentamientos alcanzados y repitiendo las prospecciones geotécnicas previas al tratamiento encaminadas a la determinación de la compacidad del terreno tratado.

Este tratamiento es poco habitual, no existiendo conocimiento de su uso en Chile.

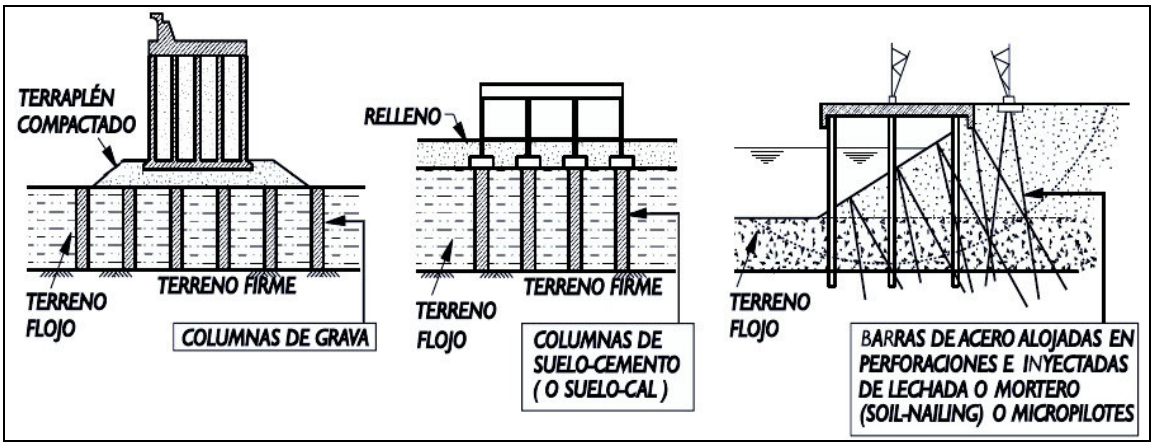
2.7.8.6 INCLUSIONES RÍGIDAS (ROM 3.9.6)

La mejora del terreno mediante inclusiones rígidas es una técnica que puede ser considerada, más que como mejora, como técnica de ejecución de elementos de fundación.

El tratamiento práctico que se da normalmente a este tipo de soluciones tiene sin embargo cierta similitud con el de otras técnicas de tratamiento de mejora del terreno, bien sea porque al terreno con inclusiones se lo considera como un medio homogéneo, con unas propiedades equivalentes mejoradas, o bien porque el propio suelo forma parte de la inclusión rígida. Desde ese punto de vista, a estas soluciones se las puede considerar como procedimientos de mejora.

Las inclusiones rígidas más usuales se ilustran en la Figura 2.7.8-6.

Figura 2.7.8-6: Esquema de algunos tratamientos de mejora mediante inclusiones rígidas



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

- Las columnas de grava, ejecutadas con las técnicas de vibro sustitución o con técnicas específicas.

- Las columnas de suelo-cemento o suelo-cal que se suelen ejecutar con hélices que se hincan y remueven el suelo natural y lo mezclan con la cal o el cemento. También pueden utilizarse otros materiales aglomerantes.

- Las barras de acero albergadas en perforaciones e inyectadas con lechada de cemento (soil nailing) o en grupos de varias barras o tubos de acero alojados en perforaciones que se rellenan con lechada de cemento o mortero (micropilotes). Actualmente, se utilizan barras huecas que perforan, por cuyo interior se inyecta la lechada a medida que se perfora. El refuerzo del terreno con pilotes de madera (eucaliptus, principalmente) es una práctica habitual en zonas fangosas o de marisma. El eucaliptus ha sido utilizado en el mejoramiento de rellenos en Chile cuidando que permanezca bajo agua.

Dentro de este tipo de refuerzo cabría también considerar las estructuras de tierra estabilizada mecánicamente bien sea con flejes metálicos, con geomallas o con otros productos artificiales.

De cada uno de estos tratamientos, se tiene una experiencia amplia y existen procedimientos de proyecto específico que permiten dimensionar adecuadamente los refuerzos requeridos en cada circunstancia.

En general, comparados con los procedimientos de mejora antes citados (precargas, vibro compactación, compactación dinámica y compactación con explosivos), estos otros métodos de inclusiones rígidas suelen ser de mayor costo, aunque éste puede ser menor que otros sistemas equivalentes de fundación profunda.

2.7.8.6.1 DIMENSIONAMIENTO DE LAS INCLUSIONES (ROM 3.9.6.1)

Las inclusiones rígidas formadas por columnas de suelo-cemento o suelo-cal o por elementos similares a los pilotes convencionales (barras o tubos de acero, madera, etc.) deben analizarse como si se tratasen de pilotes pues su rigidez será, en general, mucho mayor que la del suelo circundante no tratado.

Las columnas de grava, sin embargo, tienen una rigidez que se debe, principalmente, al confinamiento lateral que produce el propio suelo que se quiere reforzar. Como consecuencia pueden resultar más flexibles que otro tipo de inclusiones. El reparto de cargas entre el suelo y las columnas puede realizarse siguiendo los siguientes pasos:

a) En primer lugar, ha de estimarse el asentamiento que experimentaría la superficie externa del terreno natural en caso de no realizarse ningún tratamiento y debido al espesor de terreno *e* donde se insertarán las columnas. Ese asentamiento se denominará S_0.

b) En segundo lugar se supondrán unas determinadas características del tratamiento. Los parámetros que deben definirse son:

- Diámetro de las columnas y su profundidad, D_b y H^*
- Ángulo de rozamiento de las gravas ϕ
- Separación de las columnas de grava, asignando a cada columna un área de afección en planta A_{cg}

Con estos datos se puede definir el número adimensional ρ que mide el volumen de suelo que ocupan las columnas respecto al total de suelo tratado en esa profundidad H^*.

$$\rho = \frac{\pi \cdot D_b^{\,2}}{4 \cdot A_{cg}} \qquad (2\text{-}351)$$

c) Cálculo del asentamiento con columnas de grava.

El hecho de construir las columnas de grava reduce el asentamiento S_0 antes calculado al asentamiento estimado:

$$S = \alpha_1 \cdot S_0 \qquad (2\text{-}352)$$

Por vía empírica y basándose en mediciones realizadas en actuaciones de mejora de este tipo, se ha llegado a relacionar α_1 y ρ_1 como sigue:

Tabla 2.7.8-3: Correlación aproximada entre α_1 y ρ_1

Valores de ρ_1	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
Valores Aproximados de α_1	0,80	0,65	0,47	0,35	0,25

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

d) Normalmente, las columnas de grava se construyen para aumentar la capacidad de soporte del terreno. De otra forma, si se utilizaran únicamente para reducir asentamientos, no tendrían una ventaja clara sobre otros procedimientos más simples.

Para estimar la resistencia del terreno después de colocar las columnas de grava es preciso conocer la tensión vertical que actúa sobre cada columna σ_v, que es mayor que la tensión vertical p, que actúa sobre el suelo natural en caso de no existir columnas de grava. Al ser la columna algo más rígida que el terreno natural, el cociente σ_v / p es mayor que la unidad y se denomina aquí β^*.

Los valores[3] de β^* dependen fundamentalmente de ρ_1 y son típicos los siguientes:

Tabla 2.7.8-4: Correlación aproximada entre β^* y ρ_1

Valores de ρ_1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Valores de β^*	2,8	2,4	2,2	2,0	1,7

Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

e) Para cálculos de estabilidad no drenada en el suelo natural (si hubiese necesidad de realizarlos), se puede suponer que el conjunto del terreno (suelo natural y columnas) equivale a un terreno homogéneo con los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} &\text{Peso Unitario} && \gamma = \gamma_1 \cdot (1 - \rho_1) + \gamma_2 \cdot \rho_1 \\ &\text{Cohesión} && c = s_u (1 - \rho_1) \\ &\text{Rozamiento} && \tan\phi = \beta^* \cdot \rho_1 \cdot \tan\phi_g \end{aligned} \qquad (2\text{-}353)$$

[3] Cuando se supone que la presencia de las columnas disminuye el asentamiento S_0 al valor $\alpha_1 S_0$, se puede pensar que la carga que actúa sobre el suelo disminuye del valor p al valor $\alpha_1 p$.

El equilibrio vertical se puede establecer sumando la carga que actúa por unidad de área sobre las columnas ($\beta_1 \cdot p \cdot \rho_1$) y sobre el suelo $\alpha \cdot p\ (1 - \rho_1)$ e igualar la suma a la carga p. Con esto se obtiene: $\beta_1 \rho_1 + \alpha\ (1 - \rho_1) = 1$

Como consecuencia, el valor de β puede estimarse una vez que α_1 y ρ_1 son conocidos.

Cuando se ejecutan columnas de grava ubicadas en planta fuera de la zona cargada, el ángulo de rozamiento equivalente del conjunto es claramente menor. Debe suponerse, en esa zona:

$$\tan\phi = \rho_1 \cdot \tan\phi_g \quad \text{(fuera de la zona de carga)} \tag{2-354}$$

La resistencia al corte no drenada del suelo natural es S_u. El valor que debe usarse es el que corresponde a la situación de cálculo correspondiente. A veces se establecen plazos de espera para aplicar las cargas y conseguir cierto aumento de S_u.

f) Para cálculos en condiciones drenadas se deben utilizar los siguientes parámetros geotécnicos equivalentes para todo el conjunto.

$$\text{Peso}$$
$$\gamma = \gamma_1 \cdot (1 - \rho_1) + \gamma_2 \cdot \rho_1$$
$$\text{Cohesión}$$
$$c = c_s(1 - \rho_1)$$
$$\text{Rozamiento}$$
$$\tan\phi = \alpha_1 \cdot (1 - \rho_1) \cdot \tan\phi_s + \beta^* \cdot \rho_1 \cdot \tan\phi_g \tag{2-355}$$

Para las zonas de tratamiento que queden fuera de la vertical de la zona de carga el rozamiento será:

$$\text{Rozamiento (fuera de la zona de carga):}$$
$$\tan\phi = (1 - \rho_1) \cdot \tan\phi_s + \rho_1 \cdot \tan\phi_g \tag{2-356}$$

Los pesos unitarios equivalentes γ, del suelo γ_1 y de las gravas γ_2, consignados en e) y f), serán los correspondientes a los valores totales, por encima del nivel freático. Para puntos situados por debajo del nivel freático, esos valores son los correspondientes al estado sumergido ($\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$) de cada material.

Los parámetros resistentes del suelo natural para falla drenada se han denominado con las letras c_s, que normalmente se tomará igual a cero en los suelos blandos no preconsolidados y ϕ_s, que es el ángulo de rozamiento.

El ángulo de rozamiento ϕ_s es el que corresponde al material que conforma las columnas de grava.

2.7.8.7 INYECCIONES (ROM 3.9.7)

La técnica de las inyecciones es especialmente útil en la reducción de la permeabilidad del terreno, aunque también pueden utilizarse para otros fines, entre ellos reforzar su resistencia y disminuir su deformabilidad.

Las inyecciones son especialmente útiles en el tratamiento de filtraciones hacia los sistemas de depresión de diques secos con solera drenada, ya que pueden reducir notablemente los caudales de bombeo necesarios para mantener en seco el dique.

Las técnicas de inyección más usuales se recogen en el esquema de la Figura 2.7.8-7. Los efectos que se consiguen con ellas se indican a continuación.

2.7.8.7.1 INYECCIONES DE IMPREGNACIÓN (ROM 3.9.7.1)

La técnica más adecuada para reducir la permeabilidad del terreno consiste en forzar la entrada de lechadas de cemento y agua (con ciertas adiciones de bentonita y otros aditivos) a través de los poros del suelo.

Estas lechadas se han hecho circular con presiones moderadas, sin llegar a romper el suelo, a través de suelos granulares que sean ampliamente permeables ($K > 10^{-1}$ cm/s, aprox.).

Utilizando cementos especialmente finos (microcemento), se han llegado a rellenar de lechada los poros de arenas más finas ($K = 10^{-1}$ a 10^{-2} cm/s).

Para suelos aún más finos ($K = 10^{-2}$ a 10^{-4} cm/s) se puede inyectar, sin romper el suelo, otros productos (silicatos, resinas, etc.) de mayor poder de penetración.

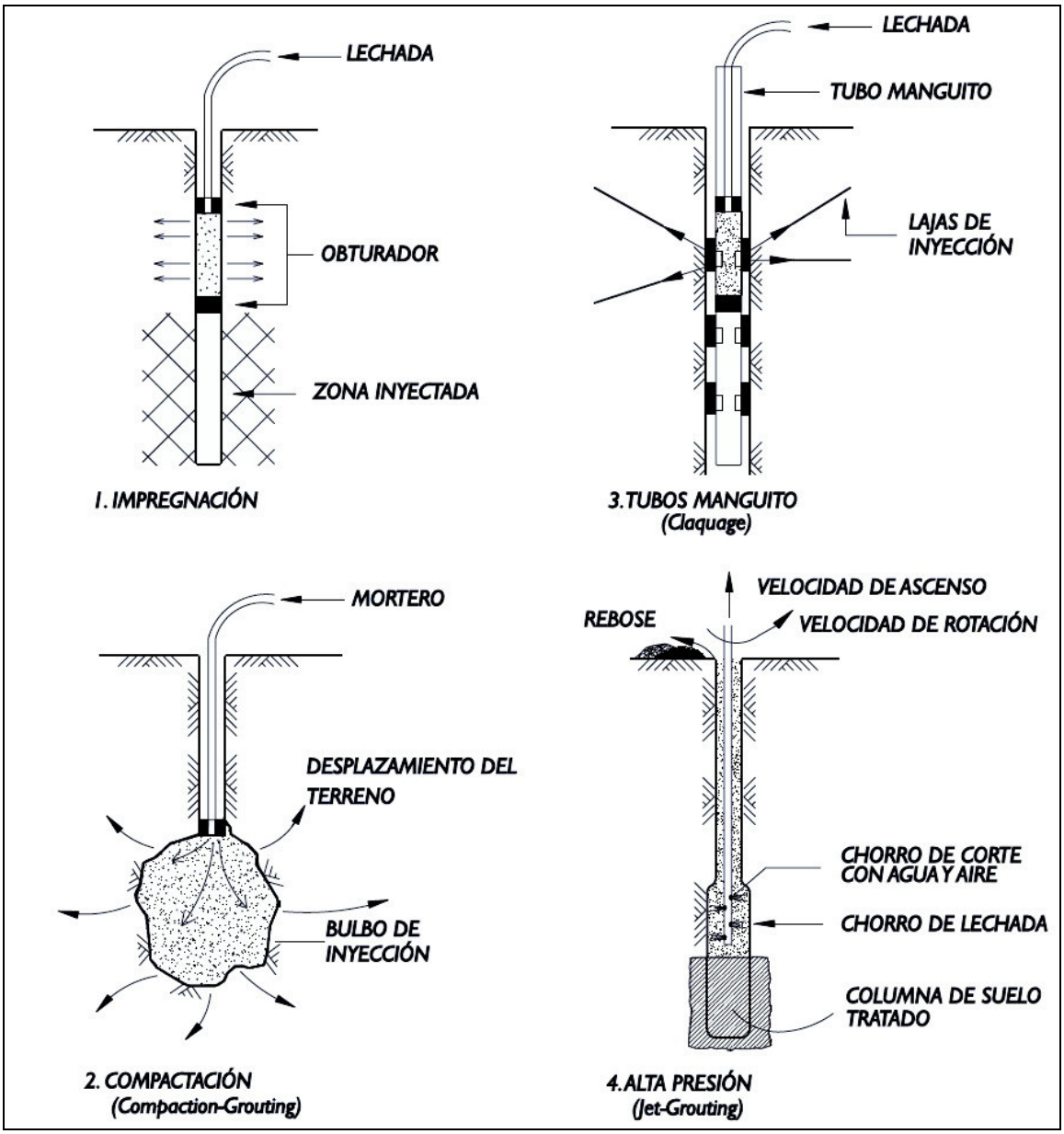
Las inyecciones se suelen realizar con espaciamientos cortos (de 1 a 3 m) si se quiere conseguir cierta estanqueidad. La permeabilidad de los terrenos tratados puede resultar bastante baja, del orden de 10^{-5} cm/s o inferior.

La resistencia del terreno y su deformabilidad también quedan mejoradas con estos tratamientos de inyecciones de impregnación. Su eficacia debe investigarse en cada aplicación concreta.

2.7.8.7.2 INYECCIONES DE COMPACTACIÓN (COMPACTION-GROUTING) (ROM 3.9.7.2)

Esta técnica consiste en forzar un mortero de cemento y arena espeso en el fondo de una perforación vertical obligando al terreno a desplazarse y reducir su volumen.

Figura 2.7.8-7: Esquema de algunos tipos de inyección usuales



Fuente: Recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (Cap. III)

Esta técnica ha sido utilizada con éxito para compensar, con levantamientos del terreno, los asentamientos producidos por otras causas.

2.7.8.7.3 INYECCIONES CON TUBOS MANGUITO (CLAQUAGE) (ROM 3.9.7.3)

La inyección de lechada de cemento según esta técnica se realiza a través de un tubo que tiene orificios regularmente espaciados y protegidos por el exterior mediante unos manguitos flexibles.

La inyección se hace por tramos, introduciendo lechada para que salga por uno o varios manguitos. Al aislar un tramo de tubo y forzar dentro de él la presión de la lechada, el manguito cede y la lechada sale al exterior, rompiendo el suelo según planos que pueden tener diversas orientaciones en función de su estado tensional.

Las presiones que se utilizan para provocar la rotura (claquage) suelen ser de varias decenas de bares. Para mantener el caudal de inyección, después de provocada la rotura, se utilizan presiones más moderadas, del orden de diez bares o inferiores.

Con esas presiones, la inyección recorre las grietas abiertas y comprime el suelo. Como resultado, el terreno queda reforzado con una serie de lajas de inyección.

Esta técnica se ha aplicado con éxito en operaciones de recalce de edificios fundados en losa. Con esa tipología de fundación se pueden producir levantamientos controlados.

2.7.8.7.4 INYECCIONES DE ALTA PRESIÓN (JET-GROUTING) (ROM 3.9.7.4)

El jet-grouting es una técnica destinada a tratamiento de suelos en profundidad para formar zonas de suelo mejorado o para sustituir el suelo por otros productos.

El elemento principal del jet-grouting es una tubería con orificios pequeños (toberas) que permite formar chorros fluidos (jets) con velocidades muy altas y caudales de algunos litros por segundo.

El jet (o chorro) de corte del terreno puede estar formado por una lechada de cemento (Jet I), o por una lechada de cemento envuelta en un chorro de aire (Jet II), o bien por un chorro de agua envuelto en un chorro de aire. En este último caso, la lechada se inyecta a través de otras toberas suplementarias (Jet III).

Recientemente se utilizan dardos especialmente potentes para realizar columnas de gran tamaño; la técnica correspondiente se conoce con el nombre “superjet”.

El tratamiento del terreno se realiza de abajo a arriba. Primero se introduce el elemento de inyección hasta la profundidad deseada mediante una perforación previa y después se extrae a la velocidad conveniente rompiendo el suelo y mezclándolo con la lechada. La

cantidad de lechada a mezclar con el suelo se puede controlar mediante la velocidad de extracción del jet-grouting.

Con este procedimiento se pueden obtener columnas (girando el chorro de corte) o pantallas planas de lechada o mortero o de estos materiales mezclados con el suelo.

Su utilización en problemas de diversa índole está muy extendida, dada la versatilidad y rapidez con que pueden realizarse los tratamientos.

Con esta técnica se consiguen columnas de suelo tratado de hasta 3 m de diámetro (las mayores, en suelos granulares) y con resistencias tan altas como las de los hormigones (las más elevadas, en suelos granulares).

El control del producto obtenido es difícil y requiere reconocimientos complicados, ensayos de laboratorio, pruebas de ejecución, previas e incluso ensayos de carga finales.

El procedimiento es aplicable a cualquier tipo de terreno, excepto en los excesivamente permeables (escollerados o gravas muy limpias), en los que es preciso un tratamiento de cierre previo al jet-grouting. En suelos con materia orgánica pueden existir dificultades para el fraguado del conjunto lechada-terreno.

2.7.8.8 OTROS PROCEDIMIENTOS (ROM 3.9.8)

Sólo con el objeto de completar la mención de las distintas técnicas de tratamiento del terreno, deben citarse las siguientes:

2.7.8.8.1 ELECTROÓSMOSIS

La introducción de barras de acero o de aluminio como ánodos dentro del terreno y la de tubos de wellpoint como cátodos, en disposición y con espaciamiento similar al descrito para los drenes de las precargas (sección 2.7.8.2), origina en el terreno un flujo de agua hacia los cátodos cuando se establece, entre ánodos y cátodos, una corriente continua.

El procedimiento puede completarse con aportes químicos (silicatos, por ejemplo) que son arrastrados por el agua y retenidos por el terreno en su curso hacia los cátodos.

Esta técnica permite acelerar la consolidación de masas de suelo y su refuerzo con inyecciones químicas y, aunque es muy sugerente y tiene una teoría bien desarrollada, su aplicación práctica está limitada debido al alto consumo de energía.

2.7.8.8.2 TRATAMIENTOS TÉRMICOS

Los terrenos blandos y húmedos pueden desecarse para que ganen resistencia mediante la combustión de gasóleo u otros combustibles en pozos o sondajes practicados previamente en el terreno.

Hasta el momento, no existe información sobre la aplicación de esta técnica en Chile. El costo energético es muy elevado.

La generación de bajas temperaturas mediante nieve carbónica (CO_2), o mediante la expansión de nitrógeno líquido en circuitos cerrados a través de tuberías dentro del terreno, o en circuitos abiertos en perforaciones previas, permite congelar el terreno dotándole de una gran resistencia temporal, que permite realizar ciertas labores de contención en excavaciones. La técnica es de costo elevado y no ha sido aplicada en Chile.

2.7.9 LICUACIÓN

2.7.9.1 CONSIDERACONES GENERALES (ROM 3.10.1)

Algunas acciones climáticas como las producidas por las oscilaciones del mar o el viento, los movimientos sísmicos, entre otras causas, hacen que el terreno pueda quedar solicitado por tensiones variables de tipo cíclico o impulsivo, cuyo valor depende de complejos fenómenos de interacción o de respuesta dinámica conjunta de las estructuras y del terreno de apoyo al ser solicitados por dichas acciones.

Los efectos dinámicos en las obras marítimas y portuarias pueden ser especialmente importantes. Por ejemplo, los esfuerzos sobre los diques de abrigo verticales producidos por la acción del oleaje pueden amplificarse dependiendo de las características dinámicas del dique y de su fundación.

El comportamiento del terreno frente a las acciones dinámicas tiene unos rasgos típicos que el ingeniero especialista debe conocer. Los procedimientos de ensayo para la determinación de los parámetros del terreno que se deben utilizar en los estudios dinámicos así como los procesos de caracterización del terreno son diferentes, en algunos aspectos, a los correspondientes a condiciones estáticas.

La diferencia principal que se observa al considerar el comportamiento del suelo frente a solicitaciones de carácter cíclico o alternativo es la generación de presiones intersticiales (presiones de poros) en algunos suelos saturados. En procesos de carga monótonos (carga estática creciente) la presión intersticial crece de acuerdo con ciertas leyes. En un ciclo de

carga-descarga la presión intersticial puede ser diferente en la fase de carga que en la de descarga y, como consecuencia, aunque la presión total abre el elemento de suelo al final del ciclo sea igual a la existente antes del ciclo, puede quedar una presión intersticial remanente. Nuevos ciclos de carga-descarga pueden provocar sucesivos incrementos de presión intersticial que, en caso de no drenarse, podrían debilitar la capacidad de carga o capacidad resistente del terreno. Por ejemplo, la resistencia del suelo τ_A queda disminuida en $(\Delta u)tg\phi$:

$$\tau = c + [\sigma_{vo} - (u_o + \Delta u)]tg\phi \qquad (2\text{-}357)$$

En donde,

c : Cohesión (si existeria)

σ_{vo} : Tensión total normal al plano de falla

u_o : Presión hidrostática o presión de poros inicial

Δu : Incremento de la presión insterticial o de la presión de poros

Otro aspecto esencial que se observa en el comportamiento del terreno frente a cargas alternativas es la capacidad de disipación de energía. Esta cualidad, conocida como amortiguamiento, es de tipo histerético, dentro de un amplio rango de frecuencias de excitación (1 a 10 Hz, por ejemplo).

A su vez, la capacidad resistente de los suelos sometidos a cargas cíclicas depende, no sólo del nivel y grado de variación de las tensiones inducidas, sino también de la capacidad de drenaje del suelo. Por esta causa pueden producirse en algunos suelos aumentos transitorios de las presiones intersticiales y, consiguientemente, reducciones de la capacidad resistente del suelo. En suelos granulares dilatantes este fenómeno puede ser inverso, dando lugar a una disminución unitaria (ocurre en suelos contractivos) de las presiones intersticiales y, consiguientemente, a aumentos de la capacidad resistente del suelo.

Frente a la actuación de cargas cíclicas puede considerarse que un suelo saturado se comporta en condiciones drenadas, parcialmente drenadas o no drenadas dependiendo del

grado de similitud entre la escala de tiempos necesarios para la completa consolidación del suelo ante la actuación de la carga ($t_{U(100\%)}$) (es decir, para drenar el exceso de presión intersticial) y la de separación entre ciclos de la carga (t_c), equivalente al semiperiodo de la misma ($t_c = \frac{T}{2}$) o a la duración de una carga impulsiva.

De esta forma, si:

- $t_{U(100\%)} << t_c$ puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es estática y que éste se encuentra en condiciones totalmente drenadas.
- $t_{U(100\%)} \approx t_c$ puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es cíclica y que éste se encuentra en condiciones parcialmente drenadas.
- $t_{U(100\%)} >> t_c$ puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es cíclica y que éste se encuentra en condiciones no drenadas.

A estos efectos, de acuerdo con lo señalado en el acápite 2.7.3.9, “Consolidación de Masa de Suelo”, puede aproximarse el valor de $t_{U(100\%)}$ por:

$$t_{U(100\%)} = \frac{H^2}{c_v} \qquad (2\text{-}358)$$

siendo H la distancia más larga hasta el drenaje, es decir, el espesor del estrato menos permeable si este drena por una cara o la mitad si drena por ambas, o, si resultase menor que el espesor mencionado, la mitad del ancho de cimentación cuando la carga se transmite a través de una estructura monolítica; y c_v el coeficiente de consolidación del suelo.

De esta forma, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje en condiciones de no rotura (período T en el rango entre 5 y 20 s) será en general en condiciones no drenadas para suelos saturados, tanto cohesivos como granulares finos. Las arenas medias podrán considerarse en condiciones parcialmente drenadas y las arenas gruesas, gravas y escolleras en condiciones drenadas, inhibiéndose en este caso el fenómeno de licuación.

Por otra parte, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje en condiciones de rotura, a las acciones impulsivas producidas por el oleaje en estructuras monolíticas (t_c en el rango entre 0,01 y 0,05 s) o del sismo (t_c en el rango entre 0,05 s y 0,5 s) será en general en condiciones no drenadas para la mayoría de suelos y algunos rellenos de todo-uno.

Para estudiar el comportamiento del terreno frente a las solicitaciones de cargas alternativas o cíclicas o para el estudio de problemas de interacción suelo-estructura, el ingeniero deberá examinar en primer lugar el tipo de drenaje esperado. El procedimiento de análisis más adecuado, que después habrá de proseguirse, depende de las condiciones de drenaje.

2.7.9.2 LICUEFACCIÓN DEL SUELO DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA (ROM 3.10.4.2)

Muchos de los daños producidos por terremotos en puertos han sido debidos a fenómenos de licuefacción o licuación del suelo, entre los que se señalan en la Tabla 2.7.9-1.

Para predecir la posibilidad de que se produzca el fenómeno de la licuefacción en un suelo por la acción de un sismo es hoy prácticamente obligado seguir el procedimiento empírico que se describe a continuación. Además de este método el ingeniero puede y debe utilizar otros procedimientos o metodologías complementarias que considere convenientes, sin que ello aconseje omitir el método que aquí se describe.

Tabla 2.7.9-1: Ejemplos de daños sísmicos en puertos en la década de los 80 y 90

Año	Pais	Puerto	Daños
1983	Lapón	Akita	Dos muelles de tablestacas rotos. Colapso de grúas.
1985	Chile	San Antonio	Rotura muelle de bloques. Colapso de grúas.
1985	Grecia	Patras	Colapso de dique de abrigo en talud.
1986	Grecia	Kalamota	Rotura de muelle de bloques.
1989	Argelia	Argel	Rotura de muelle de bloques.
1989	EE.UU.	Oakland	Muelle de pilotes.
1990	Filipinas	San Fernando	Muelle de pilotes.
1993	Japón	Kushiro	Muelle de cajones y tablestaca.
1993	Japón	Hakodate	Muelle de tablestaca.
1993	EE.UU.	Guam	Muelle de tablestaca.
1993	Japón	Okushuri	Dique de abrigo.
1994	EE.UU.	Los Ángeles	Muelle de pilotes.
1995	Japón	Kobe	Muelle de pilotes, duque de alba, muelle de recintos de tablestaca, dique de abrigo. Colapso de grúas.
1999	Turquía	Devince	Colapso de grúas.
1999	Taiwan	Taichung	Muelle de cajones.

Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

2.7.9.3 RECONOCIEMIENTO GEOTÉCNICO

En primer lugar, para evaluar la seguridad frente al fenómeno de la licuefacción debe realizarse un reconocimiento geotécnico detallado del terreno considerado. Ese reconocimiento debe permitir la determinación precisa de los siguientes parámetros:

- Peso unitario del suelo, es aceptable su estimación.
- Granulometría y, si hubiese componente arcillosa, plasticidad de la fracción fina del suelo.
- Índice N del ensayo SPT. Alternativamente se pueden realizar ensayos de penetración continua CPTU. En todo caso los ensayos SPT no deben omitirse.

Los ensayos triaxiales cíclicos o de corte cíclico constituyen herramientas útiles en la investigación del fenómeno. Sin embargo, su utilidad práctica esta restringida especialmente en arenas donde es difícil obtener muestras inalteradas. El uso de muestras compactadas en el laboratorio pierde validez ya que los resultados de los ensayos cíclicos son sensibles a la densidad de la muestra, difícil de desarmar en arenas bajo napa y a la estructura del suelo in situ.

2.7.9.4 VALOR DE CÁLCULO DEL ÍNDICE N DEL SPT. VALOR N(60)

Conocidos los datos precedentes, la resistencia de un determinado nivel del suelo a la licuefacción (capa situada a una profundidad z) se define, a cada profundidad, en función del número $(N)_{60}$ que es el valor medio del índice N del SPT después de corregirlo por el efecto de la sobrecarga (1) y por el efecto de la energía de ensayo (2). La corrección por sobrecarga se aplica multiplicando por C_N el valor N medido en el sondaje:

$$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{vo} + 0.7} \qquad \text{(2-359)}$$

En que σ'_{vo} es la presión vertical efectiva en (Kg/cm^2) a la profundidad donde se midió N.

2.7.9.5 VALOR DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN. PARÁMETRO CRR

Para cada valor de (N)60 se obtiene un valor del número adimensional CRR (Cyclic Resistance Ratio) que mide la resistencia a la licuefacción. Este número, que es de naturaleza empírica, es diferente según el contenido en finos del terreno y se grafica en la Figura 2.7.9-1"Resistencia a la Licuefacción".

El valor de CRR indicado está obtenido únicamente para terremotos de magnitud Mw = 7,5. Cuando la magnitud del terremoto sea diferente se deben multiplicar los valores de CRR por los factores de corrección siguientes.

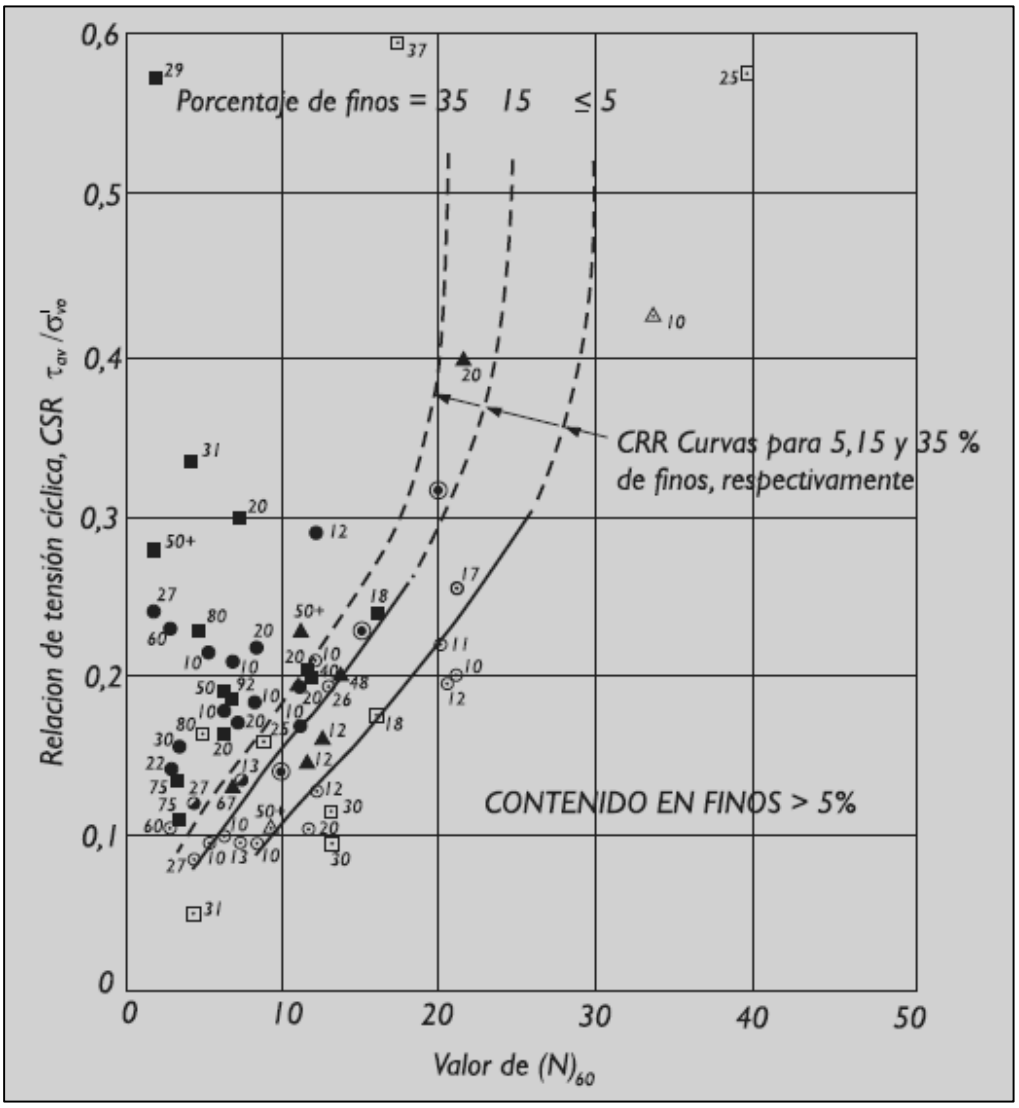
Tabla 2.7.9-2: Factor corrector del parámetro CRR en función de la magnitud del sismo (Youd e Idriss, 1997)

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

El valor obtenido de la resistencia adimensional, CRR, después de considerar el valor de (N)60, el porcentaje de finos y la magnitud del terremoto, se debe comparar con la solicitación que se describe en el subapartado siguiente.

Figura 2.7.9-1: Resistencia a la licuafacción



Fuente: Recomendaciones Españolas (Cap. III)

2.7.9.6 SOLICITACIÓN SÍSMICA. PARÁMETRO CSR

A una determinada profundidad dentro del depósito de suelos y con la información geotécnica disponible, se puede calcular el número adimensional siguiente:

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}^{'}} \cdot a_{\max} \cdot r_d \qquad (2\text{-}360)$$

Donde:

CSR : Tensión de corte cíclica adimensional (Cyclic Stress Ratio).

σ_{vo} : Tensión vertical total, antes del terremoto.

$\sigma_{vo}^{'}$: Tensión vertical efectiva, antes del terremoto.

$a_{\max}$: Valor de cálculo de la aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno en el emplazamiento considerado, de acuerdo con lo previsto en la norma NCh433. Se expresa como fracción de la aceleración de gravedad.

r_d : Factor de reducción que depende principalmente de la profundidad.

El último factor (r_d) es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de $a_{\max}$ con la profundidad. Su determinación requiere un cálculo específico de amplificación (deconvolución). Es también posible considerar el siguiente valor aproximado:

$$r_d = 1 - 0.0167 \cdot z \qquad (2\text{-}361)$$

donde z es la profundidad del punto cuya licuefacción se investiga, expresada en metros.

2.7.9.7 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA LICUEFACCIÓN

La comparación de resistencia, CRR, y solicitación, CSR, permite definir el coeficiente en seguridad frente a licuefacción:

$$F = \frac{CRR}{CSR} \qquad (2\text{-}362)$$

Cuando este coeficiente es próximo a la unidad (0,9<F<1,1) se debe entender que las posibilidades de licuefacción del suelo son altas. Aunque existen publicaciones que intentan cuantificar las posibilidades de licuefacción partiendo del valor de F, en la actualidad aún no es posible dar validez a este procedimiento.

De hecho existen casos en Chile en los cuales la metodología en base al índice de penetración estándar recién expuesto predice F<1. Sin embargo, muestras no perturbadas ensayadas en el laboratorio vía triaxial cíclico, no licuan. Esto tiene relación con el comportamiento dilatante o contractivo del suelo que no es captado por el ensayo de penetración estándar.

Cuando el coeficiente de seguridad a la licuefacción no sea aceptable ha de procederse a cambiar la tipología de la solución o, en casos muy específicos, a proceder a un tratamiento o sustitución del terreno, o a la colocación de drenes para facilitar la disipación de las presiones intersticiales generadas.

2.8 MATERIALES

2.8.1 HORMIGÓN ARMADO

2.8.1.1 GENERALIDADES

A diferencia del hormigón utilizado para estructuras en tierra firme, el hormigón en ambientes marítimos no debe tener solo una capacidad resistente específica, sino más bien, se requiere que tenga alta durabilidad, baja permeabilidad, resistencia y recubrimiento del acero de refuerzo adecuado, incorporación de aire en clima helado, agregados duraderos y cemento apropiado para las condiciones ambientales a las que esté expuesto.

Los factores más importantes que afectan a la durabilidad del hormigón en agua de mar son los siguientes:

- La estructura porosa del hormigón, determinada por el tipo de cemento y la relación A/C (agua/cemento), y el contenido de agua de la mezcla.
- La influencia del estado de humedad del hormigón sobre los diversos mecanismos de transporte por el cual las sales de agua y gases se han disuelto, dentro de la estructura de poros.
- La influencia del macro y microclima (cloruros, sulfatos, etc.) en la humedad.
- La química del sistema de cementación.
- La resistencia del sistema de refuerzo a la corrosión.

2.8.1.2 ELEMENTOS DE HORMIGÓN

Se describen a continuación algunas estructuras típicas construidas en hormigón:

- Muros de contención, revestimientos y tabiquería
- Embarcaderos y rompeolas
- Espigones
- Cajones

2.8.1.3 ELECCIÓN DE CEMENTO

Es posible disminuir la corrosión del acero de refuerzo en hormigón armado al escoger cemento con al menos 35% de escoria de alto horno o 20% de cenizas volantes, en vez de cemento Portland ordinario. Los porcentajes varían dependiendo de la estructura.

Algunos cementos con alta resistencia al agua de mar (pero baja resistencia inicial) son:

- Cemento Portland con bajo calor de hidratación
- Cemento de alto horno
- Cemento con elevado contenido de cenizas volantes

2.8.1.4 AGUA

El agua para la mezcla de hormigón debe ser suficientemente limpia y debe cumplir con lo siguiente:

- Contenido inicial de iones cloruro ≤ 0.3 kg/m^3
- Contenido de álcali ≤ 3 kg/m^3
- 150 mg/l $\leq$ Contenido de sulfato en agua $\leq$ 1.500 mg/l
- 0,40 $\leq$ Razón A/C $\leq$ 0,50

El agua de mar no debe ser utilizada para la mezcla de hormigón armado ni para la etapa de curado, sin embargo, hormigones de alta resistencia, pueden ser expuestos al agua de mar después de 3 días de curado, ya que al cabo de este tiempo se considera que ha alcanzado un nivel adecuado de impermeabilidad.

Cabe señalar que las superficies de hormigones confeccionados con estas adiciones, en general, son menos tolerantes ante un curado pobre y pueden poseer menor resistencia a la corrosión inducida por carbonatación del refuerzo, ciclos hielo-deshielo y abrasión.

2.8.1.5 HORMIGÓN

El grado del hormigón estará determinado por el nivel de solicitación de la estructura, el cual puede variar desde un H5 (elementos poco solicitados y sin peligro de heladas) hasta valores sobre el H35 (elementos altamente solicitados, con y sin peligro de heladas).

Los valores característicos de resistencia del hormigón que se utilizan en la verificación de la capacidad resistente de los principales miembros estructurales en instalaciones portuarias, son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.8.1-1: Valores característicos del hormigón

Tipo de Hormigón	Valor		
No Reforzado	Compresión	18,0	N/mm^2
Hormigón Armado	Compresión	24,0	N/mm^2
Pavimento	Flexión	4,5	N/mm^2

Fuente: Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan. Part II.

2.8.1.6 CONSISTENCIA

La consistencia del hormigón se determina por medio del ensayo del cono de Abrams, el cual entrega el asentamiento de una mezcla húmeda luego de retirar el molde del cono.

Los rangos de valores esperados para este ensayo, según tipo de estructura, son los siguientes:

Tabla 2.8.1-2: Cono de Abrams recomendado, cm

Tipo	Máximo	Mínimo
Muros de fundación y zapatas	7,6	2,5
Zapatas individuales, cajones y subestructuras	7,6	2,5
Vigas y muros reforzados	10,2	2,5
Columnas	10,2	2,5
Pavimentos y losas	7,6	2,5
Hormigón masivo	5,1	2,5

Fuente: Coastal Engineering Manual, VI 4 Materials and Construction Aspects

2.8.1.7 BARRAS DE REFUERZO

Se utilizará acero de calidad A 630-420 H, el cual deberá cumplir con lo especificado en las Normas Chilenas.

2.8.1.8 GROUT

El grout para anclaje en hormigón será del tipo mortero epóxico que cumpla con lo dispuesto en la ASTM C-881 Grado 1, 2 o 3 clases B y C, u otras disposiciones equivalentes.

2.8.1.9 RECUBRIMIENTO MÍNIMO

Según el DS 60: “Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto n° 118, de (v. y u.), de 2010” publicado el año 2011, los recubrimientos mínimos para ambientes severos serán los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.8.1-3: Recubrimientos mínimos para ambientes severos [mm]

	Hormigón vaciado en obra (no preesforzado)	Hormigón vaciado en obra (preesforzado)	Hormigón prefabricado
Hormigón colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él	70	70	
Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:			
Barras Φ18 a Φ56	50		
Barras ≤ Φ16	40		
Paños de muros, losas y nervaduras		25	
Otros elementos		40	
Paneles para muros			
Barras Φ44 y Φ56			40
Barras ≤ Φ36			20
Otros elementos			
Barras Φ44 y Φ56			50
Barras Φ18 al Φ36			40
Barras Φ16, alambres D_a ≤ 16 mm			30
Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo			
Lozas, muros, nervaduras:		20	
Barras Φ44 y Φ56	40		
Barras Φ44 y Φ56 y tendones pretensados Φ > 40 mm			30
Tendones de pretensado Φ ≤ 40 mm			20
Barras Φ16 a Φ36	20		
Barras ≤ Φ12	20		
Vigas, columnas:			
Armadura principal	40	40	d_b
pero no menor que			15
y no mayor que			40
Amarras, estribos, zunchos	30	25	10
Cáscaras y placas plegadas:			
Barras ≥ Φ18	20		15
Barras Φ16, alambres D_a ≤ 16 mm	15	10	15
Otro tipo de armadura,		d_b	
pero no menor que		20	
Elementos de confinamiento en albañilería:			
Armadura principal ≤ Φ10	30		
Amarras, estribos, zunchos ≤ Φ8	20		

Fuente: DS 60: "Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto n° 118, de (v. y u.), de 2010

Donde:

d_b : Diámetro de la barra

D_a : Diámetro del alambre.

Para hormigón sumergido, el recubrimiento mínimo deberá ser 10 cm.

2.8.2 ACERO ESTRUCTURAL

2.8.2.1 GENERAL

El acero utilizado en estructuras portuarias debe ser apropiadamente seleccionado tomando en consideración los efectos en las cargas, deterioro, vida útil, forma, constructibilidad, economía y medio ambiente.

2.8.2.2 NORMAS

El diseño de las estructuras metálicas deberá ser realizado en concordancia con las siguientes normas:

- NCh 428 Ejecución de construcciones de acero
- Manual de diseño para estructuras de acero ICHA 2008. Instituto chileno del acero.
- ANSI/AISC 360-10 Specification for structural steel building.
- AWS D-1.0, D-2.0 Structural Welding. American Welding Society (AWS)

2.8.2.3 VALORES CARACTERÍSTICOS DEL ACERO

Características generales:

Tabla 2.8.2-1: Valores característicos del acero

Parámetro		Valor
Módulo de elasticidad	E	$2{,}0 \times 10^5$ N/mm²
Módulo de Corte	G	$7{,}7 \times 10^4$ N/mm²
Coeficiente de Poisson	ν	0,3
Coeficiente de expansión linear	α	12×10^{-6} 1/℃

Fuente: Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan

Características de los aceros nacionales:

Tabla 2.8.2-2: Aceros estructurales para construcciones en general

Designación	Tensiones de fluencia, mín[1].	Resistencia a la tracción	% Alargamiento en 50 mm, mín.		
	Fy (MPa)[2]	Fu (MPa)	e < 5	e 5 a 16	e > 16
A240ES	240	360 a 460	24	22	20
A270ES	270	410 a 510	22	20	18
A345ES	345	510 a 610	20	18	16
M345ES	345	511 a 610	20	18	16
Y345ES	345	480 mín.	20	18	16

[1] Para espesores mayores de 16 mm hasta 32 mm se permite una reducción en el límite de fluencias indicado de 10 MPa. Sobre 32 mm se permite una reducción de 20 MPa

[2] Fy corresponde a la tensión en el punto de fluencia en aquellos aceros que tienen un punto de fluencia definido o que produce una deformación de 0,2%.

Fuente: Tabla 2, Norma Chilena NCh 203 Of. 2006

Estos aceros deben satisfacer el requisito de normalizado en el caso de planchas cuyos espesores sean mayores o iguales a 30 mm.

Tabla 2.8.2-3: Aceros estructurales para construcciones sometidas a cargas dinámicas

Designación	Tensiones de fluencia, mín.	Resistencia a la tracción	% Alargamiento en 50 mm, mín.	% Alargamiento en 200 mm, mín.
	Fy (MPa)[1]	Fu (MPa)[2]		
A250ESP	250 a 350	400 a 550	23	20
A345ESP	345 a 450	450 mín.	21	18

[1] Estos aceros deben tener una meseta de fluencia definida
[2] Fu corresponde a la tensión máxima en el ensayo de tracción

Fuente: Tabla 3, Norma Chilena NCh 203 Of. 2006

Los aceros de grado ESP deben satisfacer la relación $Fy/Fu \leq 0{,}85$. Se debe satisfacer uno de los requisitos de alargamiento. Además, el acero debe ser normalizado en los grados ESP en planchas. Los aceros mencionados en NCh 222 y NCh 223 como aceros estructurales se incluyen en el grupo que se utiliza para construcciones sometidas a cargas de origen dinámico.

2.8.2.4 CALIDADES DEL ACERO

Se deberá utilizar las calidades de acero indicadas a continuación o equivalentes:

Tabla 2.8.2-4: Calidades de acero

Aplicación	Acero Nacional	Acero Importado		
		Norma Americana	Norma Japonesa	Otros
Pilotes Tubulares	A345ES	ASTM A-252-98 (Grado 3)	JIS-G-3444 (STK 490) JIS-A-5525 (SKK490)	SY-30 SY-40
Tablestacas		ASTM A-57.2	JIS-A-5528 JIS-A-5523	
Pernos de Conexión		ASTM A-325		
Tirante de Anclaje			JIS-G-3506	
Vigas	A240ES A270ES A345ES	ASTM A-36		

Fuente: Elaboración Propia

2.8.2.5 SOLDADURAS

Se utilizarán electrodos E 70-XX.

El cálculo de las soldaduras se realizará de acuerdo a norma AWS.

2.8.2.6 SOBRE-ESPESOR POR CORROSIÓN

El sobre-espesor por corrosión no deberá ser menor a 1 mm por cara expuesta en todos los elementos estructurales.

Este sobre-espesor no debe ser considerado al momento de realizar los cálculos de resistencia del perfil.

2.8.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El acero estructural de los distintos elementos deberá tener espesores no menores a (sin considerar sobre-espesor):

Tabla 2.8.3-1: Espesores mínimos

Descripción	$e_{min,}$ mm
Plancha cubierta	0,8
Forros cubierta	1,0
Ala Perfil T o doble T	6,0
Alma perfil T o doble T	6,0
Perfiles L y C	6,0
Costaneras	5,0
Gussets	8,0
Pilotes	10,0

Fuente: Elaboración propia

Se evitarán los miembros formados por dos o más elementos en contacto, en los cuales no se pueda alcanzar la superficie para propósitos de mantenimiento.

Se evitará, en lo posible, aquellos detalles en los cuales se pueda acumular polvo y agua.

El diseño debe evitar soldaduras que produzcan concentración de tensiones.

2.8.4 PROTECCIÓN ANTICORROSIVA

Todos los elementos de acero serán provistos con un sistema de protección anticorrosiva constituido por esquemas de pinturas adecuados, previo arenado o granallado a metal blanco s.a 2-1/2, a las condiciones ambientales y de uso, cuando corresponda.

Deberá considerarse la utilización de un sistema de protección catódica en base a ánodos de sacrificio o corriente impresa para las estructuras en contacto directo con el agua de mar, de acuerdo a las especificaciones técnicas que se definan para el Proyecto. Deberá considerarse asimismo, adecuados esquemas de protección en la zona intermareal.

2.8.5 MADERA

2.8.5.1 NORMAS

Los elementos de madera deberán diseñarse de acuerdo a la normativa chilena existente. El diseño de las estructuras de madera deberá ser realizado de acuerdo a la norma NCh 1198. Of2006 Construcciones en madera. Cálculo.

En caso de utilizar madera en pisos, ésta será pino insigne con humedad no mayor a 12% Grado Estructural 1, según Normas Chilenas NCh 173, 174, 176, 992, 1970 y 1198.

2.8.5.2 TRATAMIENTOS DE PROTECCIÓN

Se deberá utilizar un sistema de protección, atendiendo a las condicione propias del proyecto, zona aislada, usa de maderas nativas de la zona y tratamiento.

Todo miembro de madera expuesto al medio ambiente marino, en contacto con el suelo, o sumergido en agua salada o dulce debe ser tratado por un proceso de impregnación presión/vacío con sales CCA (Chromated Copper Arsenate) en forma de óxidos o con creosota. La impregnación con sales en forma de óxidos debe llegar al corazón de la madera con una retención mínima de 3,7 kg de óxido/m^3 de madera.

Si es posible, el tratamiento de impregnación a presión debe realizarse después de que todos los agujeros y cortes hayan sido realizados. Los bordes de piezas cortadas con posterioridad al tratamiento y los agujeros para conexiones deben ser protegidos con 2 manos de creosota en caliente

Para la construcción sobre el nivel del mar, es preferible tratar los miembros de madera con sales CCA debido al efecto de tinción que produce el tratamiento con creosota.

Los pernos, golillas, tuercas y elementos metálicos de conexión deben ser galvanizados en caliente, con un revestimiento en peso no menor que 600 gr/m^2.

Se debe tener presente que los tratamientos con preservantes hidrosolubles que contienen cromo, cobre, arsénico y amonio pueden dañar las propiedades resistentes de la madera. La resistencia a la flexión puede reducirse en un 10% o más en aplicaciones marinas debido a la alta retención de preservantes requerida.

2.8.6 ROCAS

2.8.6.1 ROCAS PARA OBRAS DE DEFENSA Y PROTECCIÓN

Las piedras son usadas generalmente en la construcción de obras de defensa y protección costera en estructuras tales como rompeolas, espigones, revestimientos, etc.

Las rocas para este tipo de obras marítimas deberán ser resistentes y con buenas condiciones de durabilidad. No deberán presentar laminación ni grietas con planos débiles y deberán ser resistentes a la desintegración o erosión producto de la acción del aire, agua, ciclos de humedad-secado, ciclos de hielo deshielo e impactos ocasionados por la acción de las olas. Las rocas deberán ser capaces de ser transportadas y posicionadas sin que esto le ocasione fracturas o daños. Las piezas individuales deberán ser, preferentemente, de forma prismática.

Considerando las fuentes de roca disponibles, la primera opción deberá ser roca ígnea, la cual es generalmente más durable. Rocas sedimentarias y metamórficas requerirán más cuidado en su selección. En lo posible, se recomienda consultar a especialista en geología.

La Tabla 2.8.6-1 muestra las principales rocas utilizadas en construcciones marítimas y costeras, junto a sus propiedades físicas. Es necesario considerar que las propiedades físicas de las rocas pueden variar dependiendo de la región y sitio de las canteras.

Tabla 2.8.6-1: Propiedades físicas de las rocas

Clasificación de Rocas	Subclasificación	Densidad aparente (t/m^3)	Relación de absorción de agua (%)	Resistencia a compresión (N/mm^2)
Roca Ígnea	Granito	2,60 – 2,78	0,07 – 0,64	85 – 190
	Andesita	2,57 – 2,76	0,27 – 1,12	78 – 269
	Basalto	2,68 (absoluto)	1,85	85
	Gabro	2,91 (absoluto)	0,21	177
	Peridotita	3,18	0,16	187
	Diabasa	2,78 – 2,85	0,008 – 0,03	123 – 182
Roca Sedimentaria	Toba	2,64	0,16	377
	Pizarra	2,65 – 2,74	0,08 – 1,37	59 – 185
	Arenisca	2,29 – 2,72	0,04 – 3,65	48 – 196
	Caliza	2,36 – 2,71	0,18 – 2,59	17 – 76
	Chert	2,64	0,14	119
Roca Metamórfica	Corneana	2,68	0,22	191

Fuente: Rock Manual

2.8.7 MATERIAL DE RELLENO

Los áridos utilizados en rellenos deben ser seleccionados en vista de sus propiedades tales como el ángulo de resistencia al corte y peso específico.

Tabla 2.8.7-1: Valores característicos para material de relleno

		Angulo de resistencia al esfuerzo de corte (°)	Peso útil		Pendiente del gradiente
			Sobre el nivel de agua residual (kN/m^3)	Bajo el nivel de agua residual (kN/m^3)	
Escombros	Ordinarios	40	18	10	1:1,2
	Frágiles	35	16	9	1:1,2
Gravas mal graduadas		30	18	10	1:2 – 1:3
Canto rodado		35	18	10	1:2 – 1:3

Fuente: Rock Manual

Ministerio de Obras Públicas

Gobierno de Chile

Dirección de Obras Portuarias

Ministerio de Obras Públicas

Gobierno de Chile

GUÍA PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS Y COSTERAS

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE OBRAS PORTUARIAS

EMPRESA CONSULTORA

ARA WorleyParsons