

Nº 68020

*T
Ov 96p
2016*



**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROTECCIÓN SÍSMICA
PARA MUELLE TRANSPARENTE**

Por
Gonzalo Rodrigo Ovalle Herrera

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

Enero, 2016

R. J 8456

*Ingeniería Marina,
Análisis Sísmico,
Análisis Pushover,*

Agradecimientos

No te rindas, por favor no cedas, aunque el frío queme, aunque el miedo muerda, aunque el sol se esconda, y se calle el viento, aún hay fuego en tu alma, aún hay vida en tus sueños. Porque la vida es tuya y tuyo también el deseo, porque cada día es un comienzo nuevo, porque ésta es la hora y el mejor momento.

Mario Benedetti.



Dedicado a mi hijo Lucas, mi chinito eterno, mi maestro de vida, que con su presencia etérea me anima a alcanzar mis sueños.

Agradecimientos

Doy gracias a los Cielos, a las fuerzas del Universo, y a las almas que me cuidan y motivan, en especial a mi hijo Lucas, mi angelito.

Doy las gracias a mi familia, en especial a mis padres, Guillermo y María Liliana, por su constante e incondicional apoyo.

Doy las gracias a mi Lore, que con su amor me alienta y fortalece, siempre en favor de realizar mis sueños y elevar mi espíritu. Agradezco a mis amigos, todos aquellos que me demostraron su admiración y me animaron a alcanzar esta meta.

Doy las gracias a todos los profesores que me enseñaron sus conocimientos y me entregaron su experiencia. Agradezco a mis compañeros, todos aquellos que tuve el privilegio y la alegría de conocer y compartir entre estudios y anécdotas de vida. Agradezco a GOG, mis compadres Pedro Heidi y Daniel Patineta, por su amistad y compañerismo. Agradezco a las secretarias, académicos, funcionarios y a todas aquellas personas ligadas a la Universidad de Valparaíso que de una u otra forma me ayudaron en mi paso por la Escuela de Ingeniería Civil.

Doy las gracias a mi profesor guía, Alejandro Morales, que me orientó en excelente forma y fue un verdadero maestro, un faro que ilumina e indica el camino en la inmensidad de los mares de la ingeniería, siempre con muy buena disposición para disipar dudas y para ayudar a encontrar respuestas.

Doy gracias al aquí y al ahora, por este momento en que estoy terminando un largo periplo y llegando feliz a buen puerto.

Doy gracias a las fuertes corrientes y a los poderosos vientos de la vida que impulsaron mi fragata, y aunque muchas veces me mantuvieron a la deriva en aguas agitadas y mares tormentosos, me transformaron en un mejor navegante y en un viajero con la suficiente entereza para mantener el norte y no perder el rumbo.

Doy gracias a la existencia y a cada nuevo día.



Índice General

Capítulo 1.....	11
1.1 Introducción.....	11
1.2 Problemática.....	13
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo General.....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	15
1.4 Alcances.....	15
1.5 Metodología.....	16
Capítulo 2.....	18
2.1 Ingeniería Marítima.....	18
2.1.1 Muelles Transparentes.....	20
2.1.1.1 Muelles de Pilotes.....	21
2.1.1.2 Diseño de Muelles.....	28
2.2 Ingeniería Sísmica.....	29
2.2.1 Sistemas de Protección Sísmica.....	32
Capítulo 3.....	40
3.1 Estructura de Análisis.....	40
3.1.1 Buque de Diseño.....	41
3.1.2 Batimetría.....	42
3.1.3 Calidad del Suelo.....	44
3.1.4 Geometría del Muelle.....	45
3.1.5 Capacidad del Sistema Suelo-Pilote.....	47
3.1.5.1 Capacidad de Carga Axial.....	48
3.1.5.2 Capacidad de Carga Lateral.....	53
3.1.5.3 Capacidad de Carga Total.....	57

3.2	Desarrollo de Modelos.....	60
3.2.3	Materialidad	60
3.2.4	Elementos Estructurales.....	61
3.2.5	Estados de Carga	66
3.2.6	Combinaciones de Carga	74
3.2.7	Análisis.....	76
Capítulo 4	77
4.1	Análisis Sísmico	77
4.2	Resultados del Análisis	78
4.2.1	Masas y Pesos.....	78
4.2.2	Períodos Fundamentales.....	79
4.2.3	Aceleraciones	80
4.2.4	Desplazamientos Absolutos	81
4.2.5	Verificaciones Estructurales	83
4.3	Análisis Pushover	85
4.4	Interpretación de Resultados	86
4.4.1	Análisis Dinámico Elástico.....	86
4.4.1	Análisis Estático Inelástico	89
Capítulo 5	90
5.1	Comentarios y Conclusiones.....	90
5.1.1	Índole Estructural.....	90
5.1.2	Índole Normativa.....	94
	Referencias Bibliográficas	96
	Anexos	98

Índice de Figuras

Fig. 2.1 - Ingeniería Marítima como pivote de desarrollo y conectividad.	19
Fig. 2.2 - Ejemplo de muelle transparente, en Puerto Ventanas, Chile.....	21
Fig. 2.3 - Hincado de pilotes de acero, con sistema especializado de sensores	23
Fig. 2.4 - Ensayo de carga PDA (Pile Driving Analyzer) a pilote de prueba en Mejillones.....	24
Fig. 2.5 - Ejemplo de licuefacción en caleta pesquera de Coronel, Chile.	25
Fig. 2.6 - Ejemplo de daños estructurales. Inclinaciones y fallas de corte en unión viga-pilote.	26
Fig. 2.7 - El ámbito de la ingeniería sísmica es un terreno tan agitado como incierto.	30
Fig. 2.8 - La ingeniería sísmica y su afán de construir mejores estructuras sismorresistentes.....	31
Fig. 2.9 - Comparaciones de respuestas sísmicas de edificios;.....	33
Fig. 2.10 - Ejemplos de configuración, función y uso de aisladores elastoméricos.....	34
Fig. 2.11 - Ensayos muestran la respuesta de estructuras con y sin aislación basal.....	35
Fig. 2.12 - Viaducto Marga-Marga Hospital Clínico UC Muelle Sur Puerto de Coronel.....	36
Fig. 2.13 - Ejemplo de AMS, en emblemático edificio Taipei 101 en Taiwán.....	37
Fig. 2.14 - Características formales y de funcionamiento de un AMS.....	38
Fig. 2.15 - Edificio Geocentro Agustinas Edificio Parque Araucano Edificio CCHC.....	39
Fig. 3.1 - Dimensiones principales del buque de diseño.....	41
Fig. 3.2 - Vista aérea de la Bahía de Valparaíso, y ubicación de perfiles batimétricos.	42
Fig. 3.3 - Perfiles batimétricos en la bahía de Valparaíso.....	43
Fig. 3.4 - Perfil batimétrico frente al sector Yolanda-Barón en la bahía de Valparaíso.	43
Fig. 3.5 - Planta del tablero superior del cabezo del muelle de análisis.....	45
Fig. 3.6 - Vistas de la maqueta virtual del muelle de análisis y datos geométricos.....	46
Fig. 3.7 - Notaciones relativas al pilote aislado.....	48
Fig. 3.8 - Representación y cálculo básico de la capacidad de carga axial de los pilotes individuales.....	49
Fig. 3.9 - Modelo de sistema suelo-pilote con resortes t-z y Q-z	51
Fig. 3.10 - Transferencia típica de carga axial del pilote – curvas de desplazamiento t-z	51
Fig. 3.11 - Carga de punta del pilote – curva de desplazamiento Q-z	52

Fig. 3.12 - Modelo de sistema suelo-pilote con resortes p-y.....	54
Fig. 3.13 - Curvas p-y para arcillas blandas.....	56
Fig. 3.14 - Coeficientes en función de ϕ°	56
Fig. 3.15 - Coeficiente k en función de ϕ° y la densidad relativa, %.....	57
Fig. 3.16 - Modelo general de sistema suelo-pilote con resortes axiales t-z, Q-z y laterales p-y.....	57
Fig. 3.17 - Profundidad donde se encuentra el punto de empotramiento virtual del pilote.....	58
Fig. 3.18 - Curvas representativas de las rigideces de los horizontes.	62
Fig. 3.19 - Variación del coeficiente de balasto horizontal del suelo según Manual de Carreteras	63
Fig. 3.20 - Vista de los Springs en las distintas profundidades.....	63
Fig. 3.21 - Modelo físico de una estructura con AMS	64
Fig. 3.22 - Modelación de un AMS.....	64
Fig. 3.23 - Vista de una mesa donde se ubican los aisladores	65
Fig. 3.24 - Camión de diseño según la norma AASHTO.....	67
Fig. 3.25 - Carga de atraque ejercida en el muelle	68
Fig. 3.26 - Condiciones de maniobra y velocidad de atraque por tamaño del buque	68
Fig. 3.27 - Esquema de carga de viento sobre el buque.....	69
Fig. 3.28 - Rosa de los Vientos en la bahía de Valparaíso	70
Fig. 3.29 - Esquema de carga de corriente sobre el buque	70
Fig. 3.30 - Diagrama de corrientes que comúnmente están presentes en la bahía de Valparaíso.....	71
Fig. 3.31 - Espectro de diseño según la NCh 2369 para suelo II en zona 3	72
Fig. 3.32 - Espectro de diseño según la NCh 2745 para suelo II en zona 3	73
Fig. 3.33 - Función sinusoidal	74
Fig. 3.34 - Registro de terremoto 27F en Viña del Mar.....	74
Fig. 3.35 - Masa sísmica.....	74
Fig. 3.36 - Vistas de los modelos del muelle, su geometría y esfuerzos en el sentido del análisis.....	76
Fig. 4.1 - Análisis sísmico del muelle	78
Fig. 4.2 - Espectros de diseño de los 3 modelos y sus correspondientes períodos fundamentales	79
Fig. 4.3 - Vista de un eje transversal tipo con información de las aceleraciones absolutas.....	80
Fig. 4.4 - Aceleraciones máximas absolutas obtenidas en cada eje transversal de los 3 modelos	81
Fig. 4.5 - Desplazamientos máximos obtenidos de los 3 modelos a partir del registro de Viña del Mar.	82

Fig. 4.6 - Desplazamientos máximos obtenidos de los 3 modelos a partir de la envolvente.	82
Fig. 4.7 - AMS disminuyendo desplazamientos del muelle en resonancia.	82
Fig. 4.8 - Vista típica de verificación de PMM de los pilotes en el programa SAP2000.	83
Fig. 4.9 - Puntos de empotramiento virtuales en un eje tipo	84
Fig. 4.10 - Esquema de pilote en comportamiento plástico ante carga lateral	85
Fig. 4.11 - Eje 25 analizado y pilote vertical del cual se obtuvieron resultados.	85



Índice de Tablas

Tabla 3.1 - Parámetros recomendados por API.....	50
Tabla 3.2 - Separación mínima entre pilotes para desarrollar capacidad de carga lateral.....	53
Tabla 3.3 - Curvas $p-y$ para cargas estáticas y cargas cíclicas	55
Tabla 3.4 - Tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad.	59
Tabla 3.5 - Valores de K_H a distintas profundidades de suelo	63
Tabla 3.6 - Combinaciones de carga para método ASD, según UFC 4-152-01	75
Tabla 4.1 - Detalle de las masas y pesos de la estructura del muelle en sus tres modelos	78
Tabla 4.2 - Resultados de Análisis Modal de los tres modelos en el sentido transversal (UY)	79
Tabla 4.3 - Resultados de aceleraciones máximas absolutas debidas al sismo de 27F Viña del Mar.....	80
Tabla 4.4 - Resultados de desplazamientos máximos absolutos	81
Tabla 4.5 - Valores de PMM máximos y mínimos para diseño de pilotes.....	83
Tabla 4.6 - Secuencia de plastificación Eje 25.....	85



Capítulo 1

La Ingeniería es el arte de modelar materiales que no comprendemos completamente, en formas que no podemos analizar precisamente y soportando fuerzas que no podemos prever exactamente, de manera tal que el público no tenga razones para sospechar la extensión de nuestra ignorancia.

Dr. A.R. Dykes (British Institution of Structural Engineers).

1.1 Introducción

Sin lugar a dudas, Chile es uno de los países más sísmicos del planeta. La lógica de diseño sismorresistente aceptada y difundida actualmente en Chile — como también en casi todos los países sísmicos del mundo — establece que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran grandes daños estructurales durante los movimientos telúricos que ocurren frecuentemente, y propone que las estructuras pueden sufrir ciertos daños previstos y/o controlados ante la eventualidad de sismos más severos (como podrían ser los terremotos de grandes proporciones), siempre y cuando se garantice que estos daños bajo ninguna circunstancia harán colapsar la estructura durante la ocurrencia de estos eventos severos. Este razonamiento se adoptó a partir de la toma de conciencia de incorporar un grado de deformación inelástica (plástica) en las estructuras y de cómo administrar esta deformación y la ductilidad. La justificación de esta lógica radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras en el rango elástico para impedir daños durante un sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de dicho evento sísmico.

El diseño sísmico de las obras se realiza en los diferentes países de acuerdo a un conjunto de disposiciones que reciben el nombre de normas, las cuales son redactadas por los profesionales que entienden del tema. Las normas de los diferentes países son semejantes en sus principios aun cuando guardan diferencias entre ellas según sean las experiencias, las características particulares de la práctica sismorresistente y de construcción en cada país. No

obstante lo anterior, la experiencia mundial durante los últimos 20 años en este campo establece que el comportamiento de las estructuras frente a sismos de gran severidad ha sido un tanto insatisfactorio en varios de los países, con un gran número de edificios colapsados. Esta experiencia indica que no basta con tener una buena norma para asegurar que todos los edificios se comporten sísmicamente de acuerdo a la filosofía de diseño enunciada anteriormente. También es indispensable que la conciencia sísmica se extienda, incorporando nuevos conceptos y tecnologías, e incorpore estas nuevas visiones a la práctica de la arquitectura, que define en gran medida el sistema estructural que tendrán los edificios. Además de ampliar la conciencia sísmica, se debe controlar el proceso constructivo y de mantención de las estructuras de los edificios, y velar que el diseño sismorresistente de los proyectos se ejecute de acuerdo a altas exigencias y estándares de calidad, aplicando con criterio y de manera idónea tanto los convencionalismos como las tecnologías y conceptos de vanguardia respecto al tema.

Un nuevo enfoque y campo de investigación para enfrentar los sismos ha ido tomando fuerza y de a poco consolidándose en los países de gran sismicidad en las últimas décadas. Éste dice relación con el diseño de estructuras, capaces de resistir los grandes esfuerzos que le imprime un sismo severo, mediante los llamados mecanismos de control (pasivos y activos), sistemas de protección sísmica tales como aisladores basales y disipadores de energía. Los primeros mecanismos filtran las vibraciones, reducen las aceleraciones y buscan que gran parte del desplazamiento y deformaciones que impone un sismo, sean absorbidos en la interfase de apoyos que desacoplan y aíslan las fundaciones de la superestructura (la que se independiza del suelo y actúa como un cuerpo rígido). Los segundos mecanismos pueden ser activados por desplazamiento, por velocidad o por movimiento, produciendo amortiguamientos localizados que reducen la demanda de la estructura..

Este Trabajo de Título (TDT) aborda este tema de los sistemas de protección sísmica, pero aplicado a una estructura poco usual, sin embargo, de gran importancia económica, funcional y/o de conectividad, esto es, a una obra portuaria de atraque, específicamente un muelle transparente. Este tipo de obras, al igual que muchas otras obras especiales, requieren una mayor y más eficiente seguridad sísmica por una simple razón. Ésta es, la magnitud de las pérdidas económicas que pueden eventualmente producirse debido a la interrupción o suspensión del proceso productivo que un gran sismo puede provocar, generando serios daños a su estructura o a los equipos que alberga y/o las mercancías que en él transitan.

Es por todo esto que el presente trabajo, de aquí en adelante denominado TDT, busca hacer un análisis comparativo entre distintas modalidades de diseño sísmico aplicadas a una estructura con características especiales, como una forma de estudiar estos nuevos sistemas pasivos de protección sísmica que están ganando terreno en Chile, país que necesita nuevas tecnologías porque — como ya se dijo y es bien sabido — es uno de los países más sísmicos del planeta.

1.2 Problemática

Actualmente en Chile existen varios tipos de estructuras para las que no se han creado normas nacionales de diseño sísmico, como son los casos de puertos, puentes, embalses, túneles, entre otras grandes obras de infraestructura. Esto representa un problema que afecta la evolución de la ingeniería antisísmica chilena. Tal vez no ha existido la necesidad y/o voluntad de crear normas propias para este tipo de estructuras, cuando se puede contar con la acción sísmica que entregan algunas normas de diseño existentes para otros tipos de estructuras, o bien cuando se puede recurrir al uso de códigos, normas y recomendaciones extranjeras, en el caso que ellas existan (requiriendo un proceso de revisión acucioso tanto del proceso de diseño como del proceso constructivo), o bien cuando se puede recurrir al uso de un material que tenga una norma de dimensionamiento, si ello es posible. La experiencia obtenida del comportamiento de estructuras en sismos pasados, tanto en otros países de gran actividad telúrica como en Chile, ha enseñado que tener normas específicas es de gran relevancia práctica, ya que una parte importante de los daños producidos por grandes terremotos mundiales, en muchos casos se han concentrado en construcciones para las cuales no se utilizaron las pertinentes y especializadas normas de diseño sísmico.¹

Si bien la filosofía de diseño sísmico aceptada en Chile, se fundamenta esencialmente en que las estructuras nunca lleguen al colapso para así garantizar la vida de las personas que las habitan (lo que se ve reflejado en la NCh 433 [1]), hay estructuras que tienen un tratamiento especial como son las instalaciones industriales, con el fin de salvaguardar la actividad económica que en ellas se realizan (para ellas se adaptó NCh 433 y se creó la NCh 2369 [2]). Pero hay otro tipo de estructuras que necesitan directrices de diseño especiales, ya que son obras que por su condición singular no pueden presentar ningún tipo de daño en sus elementos estructurales (y no estructurales) y/o son obras que en sus espacios albergan contenidos muy valiosos para realizar ciertas operaciones y actividades. En esta última categoría caben obras como laboratorios y hospitales, centrales nucleares y eléctricas, observatorios astronómicos, edificios emblemáticos e históricos, obras portuarias, entre otras varias.

Es por lo anterior que el presente TDT se enfoca en una carencia de diseño sísmico que hoy presenta un gran sector de la ingeniería civil: la ingeniería marítima. En este campo, la inexistencia de una norma chilena creada para satisfacer plenamente todos los requerimientos especiales presentes en la estructuración sísmica de obras apoyadas en el fondo marino, deja de manifiesto la necesidad de comenzar a abordar el tema con nuevos enfoques. Tal vez el tema es muy amplio y puede tener muchos alcances, y seguramente hay mucho por analizar y estudiar al respecto, por lo cual este TDT pretende enfocar la mirada en un tema específico; la potencial implementación de nuevas tecnologías de protección sísmica para las obras portuarias. Muchos de los puertos nacionales, que fueron sometidos a sismos severos en los

¹ *La Ingeniería Antisísmica*, estudio realizado por la Escuela de Ingeniería Civil PUC. 2005.

últimos 30 años, presentaron serios y cuantiosos daños que significó una merma importante en sus actividades operativas y productivas [3]. Es por esto que las obras marítimas, de una u otra manera, requieren aumentar sus estándares de diseño y ponerse a la altura de las tendencias mundiales en este ámbito.

Se considera, particularmente, el diseño sísmico de un muelle transparente de atraque. De las normas sísmicas chilenas existentes, la que tiene objetivos de desempeño más cercanos, o relativamente similares, a los objetivos y disposiciones especiales que precisa este tipo de estructuras sobre lecho marino, es la NCh 2369 of.2003 (Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales). Cabe señalar que la NCh 433 no aplica para obras marítimas, ya que en sus alcances establece explícitamente que su contenido no aplica para muelles [1].

En general, la mayoría de las disposiciones de la NCh 2369 son aplicables al diseño sísmico de estas obras portuarias, pero existen otras que definitivamente no son aplicables, debido a que éstas presentan aspectos especiales propios, que tienen relación con el medio marino en que están insertas. Esto ha generado que, como ya se ha dicho, los ingenieros deban recurrir generalmente a normas y recomendaciones extranjeras, para intentar suplir este vacío de directrices y/o disposiciones.

Ahora bien, en el diseño sísmico de edificaciones y obras industriales existe una creciente necesidad de generar nuevos enfoques y dotar a las estructuras de nuevas tecnologías de protección sísmica. Existen variadas experiencias de implementación de estas tecnologías y conceptos antisísmicos en las estructuras sobre tierra firme, pero en el sector marítimo poco se ha hecho al respecto. Existe tan sólo una experiencia de este tipo de implementación en un puerto de la región del Bío Bío, el Muelle Sur del Puerto Coronel, un audaz diseño de muelle transparente con protección sísmica que fue pionero en el uso de aisladores elastoméricos en el sector de las obras portuarias. Y resultó ser todo un éxito. Esta obra innovadora pasó la gran prueba del terremoto de magnitud 8.8 Richter de Febrero de 2010 en el sur de Chile, con un nivel óptimo de respuesta que se vio reflejado en el hecho de que el muelle estuvo 100% operativo al día siguiente de magno evento telúrico.²

Lo expuesto anteriormente demuestra que la ingeniería marítima debiera generar cambios tecnológicos e incorporar sistemas que mejoren el comportamiento sísmico de las estructuras que se proyectan y construyen. Estas estructuras, si bien no tienen una normativa oficial, específica y clara, deben ser diseñadas con sumo cuidado ya que son de enorme importancia comercial y estratégica para Chile.

² *El Ejemplo del Muelle Coronel*, publicación de SIRVE S.A en el sitio web www.sirve.cl. 2010.



1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento estructural de un muelle transparente ante una acción sísmica determinada u otras solicitaciones laterales, a través de un análisis comparativo de respuestas a obtener por medio de tres soluciones o modalidades de diseño sísmico diferentes; una primera solución típica y/o convencional, una segunda solución con aislación elastomérica y una tercera solución con amortiguamiento de masa sintonizada.

1.3.2 Objetivos Específicos

Determinar las ventajas y limitaciones estructurales que presenten los tres tipos de diseño sísmico propuestos para el muelle de análisis.

Revisar y analizar — en comparación con la normativa chilena — las disposiciones y recomendaciones de la normativa extranjera existente en el ámbito de la Ingeniería Marítima, para visualizar cómo se adaptan a la realidad de las obras portuarias chilenas.

Aplicar tanto las competencias y los conocimientos adquiridos, como los softwares y metodologías estudiadas (o por aprender), en el análisis de la implementación de tecnologías nuevas de protección sísmica a una estructura con requerimientos y solicitaciones especiales.

1.4 Alcances

El presente TDT abarca los conceptos de la ingeniería sísmica y, en específico, los criterios de diseño y los fundamentos teóricos y prácticos de los sistemas de protección sísmica, como son los sistemas convencionales, los sistemas de aislación elastomérica y los sistemas de amortiguamiento de masa sintonizada (AMS). No se considera ningún otro sistema de diseño antisísmico, a menos que eventualmente en el desarrollo del trabajo se requiera hacerlo.

Paralelamente, la evaluación del comportamiento estructural planteada en el objetivo general del trabajo, se limita sólo al análisis estructural de un muelle de pilotes de acero, no pretende extenderse a otras obras marítimas. Se considera por un lado, que los muelles transparentes presentan características donde las solicitaciones sísmicas prevalecen por sobre las solicitaciones del oleaje, ya que en su forma no presentan mucha resistencia al paso incesante de las olas ni al arrastre de sedimentos, y por otro lado, son las estructuras marinas

de ataque más económicas para adentrarse en el mar y son las más apropiadas para casos de terrenos de fundación poco resistentes. Se descarta reproducir o recrear un muelle existente, por lo tanto se limita el diseño y su modelo a una estructura netamente proyectada, pero aun así, representativa de las características formales, estructurales y constructivas de muchos muelles transparentes hechos en Chile. Se considera zona sísmica 3 y se limita el análisis a un solo tipo de suelo marino, cuyas características se definen más adelante, además se considera la interacción suelo-pilote como una variable de diseño. Se considera, además, un simple estudio de batimetría para obtener un perfil batimétrico representativo de la zona central del territorio nacional. Se considera un análisis dinámico lineal, espectral modal, con programa de modelación estructural.

El marco normativo que abarca este TDT, queda definido principalmente por la NCh 2369 y NCh 2745, y las necesarias disposiciones y recomendaciones de normas extranjeras pertinentes para muelles transparentes, en especial las *Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM)* de España, con apoyo de *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities* de Japón, y otras publicaciones norteamericanas tales como *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* y la norma *API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform – Working Stress Design*. Se consultan además, la normativa AASHTO y el Manual de Carreteras chileno.

Cabe destacar que la Dirección de Obras Portuarias (DOP) publicó una guía [4] que resume muchas de las recomendaciones y disposiciones, tanto nacionales como extranjeras. Esta guía se considera muy apropiada en toda la fase de diseño de la estructura.

1.5 Metodología

Búsqueda de información en el estado del arte relativo a la problemática, para la recopilación de los fundamentos teóricos, los referentes normativos, los ejemplos de análisis y diseño de muelles transparentes, las publicaciones en sitios web, y todo tipo de antecedentes pertinentes y necesarios para llevar a cabo el trabajo.

Asociación y comparación de los diversos datos recolectados y revisados para definir un marco teórico ajustado a la problemática y un marco referencial para definir el modelo de análisis.

Definición del muelle transparente a analizar mediante las tres modalidades de diseño sísmico planteadas en el objetivo general. Se define la estructuración del muelle, sus materialidades, dimensiones y los elementos estructurales que lo conforman. Así como también se define la batimetría del fondo marino y las condiciones del suelo de fundación.

Modelación de la estructura mediante *software* de análisis, determinando las sollicitaciones permanentes, de uso y eventuales, conforme a la normativa pertinente al trabajo y

realizando un análisis dinámico elástico. Los resultados de las tres soluciones o modalidades propuestas se procesan, ordenan, relacionan y comparan en función de la problemática y los objetivos del trabajo

Formulación de conclusiones, recomendaciones y/o comentarios que aparezcan a partir del trabajo desarrollado. Eventualmente, plantear nuevas interrogantes, o si es que surgieren, proponer nuevas problemáticas afines al tema que aborda el presente trabajo.



Capítulo 2

*Aquellos que se enamoran solo de la práctica,
sin cuidar de la exactitud, ó por mejor decir, de la ciencia,
son como el marino que se embarca sin timón ni brújula,
y nunca sabrá dónde va a parar.*

Leonardo Da Vinci (sabio polímata del Renacimiento)

2.1 Ingeniería Marítima

Sumergirse en la información, documentación y conocimientos del ámbito de la ingeniería marítima es toda una aventura que para aquel que no está familiarizado con la terminología y conceptos técnicos que en esta especialidad se manejan, por lo cual este TDT pretende abordar esta temática con un lenguaje sencillo y simple que permita su fácil comprensión.

Chile es un país esencialmente marítimo, ya que cuenta con un territorio que comprende poco más de 6400 kilómetros de costa. En su historia, se tienen muchísimos antecedentes de intercambio y conectividad a través de su extenso litoral, comenzando con el primer hito de actividad portuaria de transferencia de carga de la que se tiene noticia: la recalada de la nave Santiaguillo en la Bahía de Valparaíso en 1536, que trajo recursos y víveres desde Perú para la expedición del conquistador Diego de Almagro. Pasaron muchos años de historia marítima chilena para que mediante un programa de ordenamiento de las cuentas fiscales, en 1960, el gobierno de la época dictó varios decretos con fuerza de ley en el ámbito de los servicios públicos portuarios (ver Fig. 2.1). Aun así el desarrollo de las obras marítimas chilenas está lejos de asemejarse al nivel de los países desarrollados, que cuentan con variadas leyes, claras y precisas, que norman las construcciones y procesos relativos a la actividad marítimo portuaria en sus territorios.

Se debe tener presente que, cerca del 95% del intercambio de mercancías de Chile con el exterior se realiza a través de terminales marítimos, en un país cuyo comercio exterior en el año 2003 sobrepasó los US\$ 34 mil millones y que ha logrado formalizar tratados de libre comercio con Estados Unidos, la Unión Europea, países asiáticos de la APEC y Centroamérica que fortalecieron su inserción internacional. Una década después las cifras de este comercio exterior han crecido considerablemente y Chile tiene la imperiosa necesidad de mejorar la infraestructura de sus puertos, e incluso construir nuevas obras. La carga movilizada en el período 1991 a 2005 por los puertos creció desde las 31,8 millones hasta las 70,7 millones de toneladas. Ello representa una tasa promedio anual de crecimiento de un 5,9%. A este ritmo de crecimiento, se duplicará la capacidad de carga requerida en unos 15 años [5].



Fig. 2.1 - Ingeniería Marítima como pivote de desarrollo y conectividad.

Con el Proyecto de Ley de Presupuesto 2012 de la Dirección de Obras Portuarias (DOP) el Ministerio de Obras Públicas (MOP) busca avanzar en la conectividad del territorio nacional a través de la incorporación de infraestructura portuaria. Todo lo anterior, apunta a crear nuevas y mejores obras marítimas y costeras, siempre pensando en la factibilidad económica de los proyectos acorde a los presupuestos del país y las regiones. Pero también teniendo en cuenta las nuevas legislaciones y normativas concernientes al impacto ambiental de las grandes obras de ingeniería y al imperioso cuidado del medio ambiente.

Por diversas razones, no existe una norma chilena específica que regule la construcción de obras marinas y costeras, tan solo existe un texto elaborado por la Dirección de Obras Portuarias llamado "*Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras*" [4], en la cual se resume el cómo concebir y materializar este tipo de obras. Esta guía se basa principalmente en la experiencia de muchos profesionales nacionales y en las recomendaciones extranjeras que se encuentran en la literatura y que se utilizan habitualmente para crear obras marítimas en Chile, entre las que destacan:

- Recomendaciones de Obras Marítimas (España)
- Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities (Japón)
- Seismic Design Guidelines for Port Structures (PIANC / AIPCN)
- Coastal Engineering Manual (EEUU)

La Ingeniería Marítima es un sector multidisciplinario donde convergen muchas disciplinas y sectores productivos y del conocimiento, entre los que se encuentran:

- Ingeniería Civil (estructural, hidráulica y vial)
- Ingeniería Naval
- Ingeniería Oceánica
- Ingeniería Sanitaria
- Ingeniería Ambiental
- Ingeniería en Construcción
- Oceanografía (científica)
- Meteorología (científica)
- Biología Marina (científica)
- Pesca Industrial y Artesanal (productiva)
- Acuicultura (productiva)
- Turismo (productiva)

Existe una amplia variedad de tipologías estructurales portuarias, que según sus usos y funciones, a grandes rasgos se pueden clasificar como:

- Obras de abrigo (diques, molos)
- Obras costeras (defensas, protecciones, espigones, rampas)
- Obras de atraque, fondeo y amarre (muelles, duques de alba o *dolphins*, boyas)
- Estructuras *offshore* (plataformas, balsas)
- Ductos y tuberías (emisarios submarinos, tuberías)
- Pavimentos portuarios
- Otros.

Entre todas las tipologías de obras marítimas y costeras, el presente trabajo se enfoca en los muelles de atraque construidos en base a pilotes, más conocidos como muelles transparentes en el ámbito de la Ingeniería Marítima.

2.1.1 Muelles Transparentes

Los muelles transparentes son también llamados muelles abiertos ya que de acuerdo a su impacto en la dinámica costera, son estructuras formadas por una plataforma sustentada en pilotes o pilas que permiten el paso del oleaje y las corrientes marinas. Los cambios en el régimen del mar existente en la zona de éstos muelles son mucho menores que en los muelles opacos, dado que presentan una muy baja obstrucción de los flujos de agua [4]. En función de la forma en que estas estructuras resisten las sollicitaciones y las transmiten al terreno de cimentación se dividen en las siguientes tipologías:

- Muelles de pilotes
- Muelles de pilas
- Jackets (estructuras offshore o plataformas marinas)

Este TDT se enfoca sólo en el análisis de los aspectos formales, estructurales y funcionales de los muelles de pilotes.



Fig. 2.2 - Ejemplo de muelle transparente, en Puerto Ventanas, Chile.

2.1.1.1 Muelles de Pilotes

Son un tipo de obras marítimas que están dentro de la categoría de muelles del tipo abiertos que se proyectan hacia el mar en relación a la línea costera para crear un frente de atraque óptimo para ciertas naves y ciertas operaciones de transferencia. La estructura está compuesta por una plataforma sustentada en pilotes verticales y/o pilotes inclinados. Pueden disponerse anclajes que unen la plataforma (también llamado tablero) a los pilotes con el fin de mejorar la capacidad resistente del muelle ante cargas horizontales.

De acuerdo a su orientación existen dos tipos de muelles pilotados:

- Muelles marginales: tienen sitios de atraque paralelos a la costa (también conocidos como tipo malecón).
- Muelles perpendiculares: tienen sitios de atraque perpendiculares a la costa (también conocidos como muelles de penetración, pantalán o espigón, como el de la Fig 2.2).

Algunos muelles son una gran losa de hormigón sobre pilotes, otros son marcos de acero con cintas transportadoras o tuberías, dependiendo de su propósito. Como sea el caso, son estructuras que por la variedad batimétrica del litoral chileno, muchas veces requieren cimentaciones profundas que deben realizarse en diversos tipos de fondos marinos. En Chile existen muchos muelles de pilotes, y seguramente se necesitan construir muchos más, para satisfacer variadas necesidades, ya sea desde la modernización de la pesca artesanal o el deseo recreativo para el turismo náutico deportivo, hasta el incremento en la competitividad de los grandes terminales de graneles sólidos y líquidos, entre otras muchas necesidades.

Las características principales de los muelles transparentes son las siguientes:

- a) Son apropiadas para casos de terrenos de fundación poco resistentes.
- b) Hincando los pilotes a mayor profundidad, se posibilita una futura ampliación y/o excavación del sitio de atraque.
- c) Ha de prestarse atención a la acción de cargas muy concentradas sobre la losa.
- d) Al ser una estructura liviana, si está bien diseñada es especialmente apta para resistir esfuerzos sísmicos.

• Pilotes para Muelles

Las solicitaciones de este tipo de muelles son resistidas por los pilotes, los cuales se apoyan en el suelo marino transmitiendo su carga por medio de la presión de punta, el roce de su manto enterrado o una combinación de ambos. Por estas características, los pilotes cumplen un papel importante y por ello son utilizados para fundaciones profundas de estructuras costeras, cumpliendo las siguientes funciones, y presentando las siguientes ventajas y desventajas:

Funciones:

- Traspasar las cargas verticales al fondo marino.
- Mantener la estructura fuera del alcance del oleaje y las fuertes mareas.

Ventajas del uso de pilotes:

- Son transparentes al paso del oleaje y transporte de sedimentos.
- Pueden ser hincados desde la costa hacia aguas profundas.
- Su comportamiento es elástico ante sismos.
- Buena experiencia de contratistas nacionales y son una solución de bajo costo.

Desventajas del uso de pilotes:

- Constituyen elementos frágiles que pueden colapsar (en las uniones).
- Transmiten la energía del oleaje.
- Se ven expuestos a impacto de naves, socavación y corrosión.

Clasificación de los pilotes:

Según el Material:

- Acero.
- Hormigón armado.

Según el Suelo:

- Hincados (para suelo granular o arena).
- Anclados (para suelo roca).

Generalmente los pilotes son hincados y la materialidad más usada es el acero (ver Fig. 2.3). La forma de la sección de los pilotes, ya sea circular ó anular, cuadrada ó tubular, perfiles en H, u otra, tiene cierta relevancia en cuanto al proceso de evaluación de su capacidad de soporte, es de importancia la forma de la punta del pilote hincado (azucho) cuando se lleva a cabo la hinca hasta tratar de llegar al estrato resistente o entrar en suelo rocoso [4].

Los pilotes transfieren la carga en el cabezal al suelo marino (resistencia por la punta) y mediante esfuerzo cortante a lo largo de su superficie (resistencia de manto o de fuste). Cabe señalar que un muelle constituido en base a marcos con pilotes verticales y vigas transversales soporta esfuerzos horizontales en forma poco eficiente. Por eso, los pilotes inclinados están orientados a soportar axialmente las cargas horizontales (sismos, oleaje, atraques de naves).



Fig. 2.3 - Hincado de pilotes de acero, con sistema especializado de sensores y procesamiento de datos.

La capacidad de una cimentación de pilotaje para soportar cargas verticales sin fallas o asentamientos excesivos, depende de varios factores, como por ejemplo el peso de la plataforma o tablero sobre los pilotes, el fuste del pilote, la transmisión de la carga de cada pilote al terreno, y el suelo y los estratos subyacentes de roca que finalmente soportan la carga. Paralelamente, cuando los pilotes son sometidos a grandes cargas horizontales, puede existir una deformación importante cuando el esfuerzo en el pilote llega a la zona inelástica y existe una disipación de energía. Por lo tanto, durante un sismo de gran magnitud, los pilotes de un muelle transparente se cuantifican y dimensionan para mantenerse dentro del rango elástico, y permitir que la estructura quede siempre operativa.

Los estados límite de servicio relacionados a condiciones de funcionamiento de las cimentaciones profundas, generalmente están asociados a los tipos de movimientos que experimentan. Tanto en el diseño de los pilotes aislados como de los grupos de pilotes, deben realizarse comprobaciones en las que entra en juego la deformidad y resistencia del fondo marino de sustentación. En los grupos de pilotes se plantea, además, el problema adicional relacionado a distribución de las cargas sobre los pilotes individuales, aspecto que está estrechamente ligado a la deformidad del suelo [6]. Existen varias recomendaciones para estimar los esfuerzos que están presentes en la parte enterrada de los pilotes, en función de los esfuerzos actuantes al nivel del terreno y de su capacidad de deformación.

Para definir los estados límites últimos de tipo estructural en los pilotes, se deben realizar algunos análisis de sus modos de falla, tales como definir la capacidad resistente de cada pilote, desde su cabeza hasta su punta, estimando los esfuerzos que pueden dañar su estructura (Fig. 2.3). Los criterios de verificación de la capacidad estructural de cada pilote deben ser iguales que los de otros elementos estructurales, pero teniendo presente que el pilotaje es el sistema que soporta la superestructura y al mismo tiempo actúa como sistema de fundaciones profundas, por esto, es esencial que estos criterios abarquen todos los aspectos formales, estructurales, de materialidad, de funcionalidad, de manipulación y de transporte (pilotes prefabricados), de hincado, de soldaduras y de uniones pilote-superestructura.

La capacidad de soporte de un pilote aislado se considera dividida en dos partes: la contribución de la punta y la contribución del fuste o manto. Existen varios procedimientos y fórmulas (estáticas y dinámicas) de cálculo para estimar la capacidad de soporte de los pilotes y para estimar la carga de hundimiento en la faena de hinca. En términos generales puede decirse que el único procedimiento realmente confiable y que conduce a estimaciones más precisas para determinar la capacidad de soporte de los pilotes, es la Prueba de Carga [6].



Fig. 2.4 - Ensayo de carga PDA (Pile Driving Analyzer) a pilote de prueba de Muelle Terquim, en Mejillones.

La planificación de un ensayo de carga debe realizarse después de haber hecho un buen reconocimiento geotécnico del suelo de emplazamiento, eligiendo un terreno de ensayo representativo de la zona de interés, que caracterice con precisión los diferentes suelos que aparezcan en profundidad en el área del muelle a construir. El procedimiento de ejecución de los pilotes a ensayar debe ser idéntico al que se pretende usar en la construcción de la obra, y la interpretación de los datos debe ser realizada por algún especialista, ya que existen detalles específicos que son difíciles de normalizar. En algunos casos y si es posible, este ensayo puede realizarse *in situ*, ensayando más de un pilote para obtener alguna información relativa a las posibles variabilidades del resultado (Fig. 2.4). Se permite que los pilotes ensayados puedan utilizarse después para la construcción de estructura del proyecto.

Los datos geométricos más importantes para analizar el comportamiento de un pilote aislado son la longitud de empotramiento en el terreno (ficha) y su diámetro (o sus diámetros si es que éste no fuera constante). En los grupos de pilotes será necesario obviamente conocer su número y su distribución en planta, siendo la separación entre ellos el parámetro más significativo. 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 hasta cinco veces el diámetro del pilote, pero en el caso de grupos de pilotes esos efectos pueden aparecer hasta profundidades bajo sus puntas de más de una vez y media el ancho total del grupo medido en planta.

Cabe tener en cuenta, además, otros factores que pueden ser relevantes y tienen relación con eventuales cambios geométricos del terreno y/o de la obra, son las erosiones y socavaciones pronunciadas en las áreas de apoyo de los pilotes, y el ataque del medio ambiente que puede producir corrosión, afectando la sección y espesor del pilotaje.

• Comportamiento Sísmico de Muelles

Los daños más frecuentes observados en los muelles transparentes de pilotes, pueden ser clasificados en dos grandes categorías:

1) Daños originados por falla de suelos

Los daños relacionados a fallas de suelo que en muchos casos están muy presentes durante un gran sismo, son la licuefacción y el *lateral spreading* (dispersión o extensión lateral). De hecho, durante el pasado terremoto del 27 de Febrero de 2010, casi todos los puertos emplazados en la zona afectada, presentaron inclinaciones de los pilotes y fallas notorias en muros de contención a lo largo de la zona costera y cercanas a las áreas del puente acceso de los muelles, fallas producidas debido al movimiento de las masas de suelo.

La licuefacción es un fenómeno en que un suelo arenoso saturado es agitado por un sismo, la presión de agua en los poros empieza a crecer (ya que la velocidad de carga del sismo conlleva una condición no drenada, y la presión de poros no alcanza a disiparse), llegando a un nivel en que las partículas de suelo pierden contacto y cohesión entre ellas durante un tiempo breve, perdiéndose toda capacidad de soporte y rigidez del suelo [7].

Fuente: referencia bibliográfica [3]



Fig. 2.5 - Ejemplo de licuefacción en caleta pesquera de Coronel, Chile.

Asentamiento e inclinación de ciertas zonas de muelle y duques de alba, ocurren repetidamente, cuando los grandes sismos provocan la pérdida temporal de rigidez y capacidad de soporte de los suelos (Fig. 2.5).

Para los sismos de gran magnitud, la licuefacción de arenas sueltas saturadas es casi inevitable, por lo cual si una capa de estos suelos está en alguna pendiente, ésta tenderá a deslizarse pendiente abajo, fenómeno conocido como *lateral spreading*. Esta masa de suelo deslizante genera un empuje sobre el sistema de fundación, pudiendo generar importantes daños en la estabilidad del sistema estructural [3].

2) Daños estructurales

Entre las fallas estructurales más frecuentes observadas en los muelles se destacan los daños en la conexión viga-pilote de los pilotes inclinados (donde se apoya la losa superior),

debido a las fallas de soldadura o el refuerzo de la cabeza de los pilotes. Otros daños observados están el pandeo, inclinación y/o asentamiento de pilotes, pérdida de recubrimiento de elementos de hormigón, y daños a causa del *pounding* (martilleo, golpeo) entre elementos próximos (Fig. 2.6).

El daño más usual se da en la unión viga-pilote de los pilotes inclinados, elementos que son construidos para resistir gran parte de las cargas laterales que imponen tanto los sismos como los tirones de bita (de amarre y/o atraque de barcos). Estos pilotes son diseñados significativamente más rígidos lateralmente que los pilotes netamente verticales, y en consecuencia toman mayores cargas horizontales. De aquí entonces, que la ductilidad y la capacidad de desplazamiento son temas principales en el diseño de este tipo de pilotes [7].

Entre los conceptos más importantes para el entendimiento de muchos de los daños estructurales presentes en los muelles transparentes después de cada gran terremoto, son el efecto de los pilotes cortos y la torsión natural.

Los pilotes más cortos son también más rígidos y tienden a tomar considerablemente más carga lateral que los pilotes más largos, esto indica que los esfuerzos en ellos son mayores y obviamente las tensiones en las uniones viga-pilote en la zona del acceso a los muelles son generalmente mayores. Esta mayor rigidez que aportan los pilotes cortos del muelle provoca que la losa superior tienda a girar en torno a la zona de acceso de los muelles en un sismo, aumentando los desplazamientos horizontales en los pilotes del extremo más profundo de los mismos. Dicho en otras palabras, las zonas de acceso experimentan una mayor demanda en fuerza, mientras que las zonas del cabezo experimentan mayores desplazamientos. Los muelles en sí, tienen distintos comportamientos y desplazamientos diferenciales [3].



Fig. 2.6 - Ejemplo de daños estructurales. Inclinaciones y fallas de corte en unión viga-pilote.

Entre los problemas no estructurales más comunes están los problemas que ocurrieron en las grúas y sistemas de amarre. Las estructuras de soporte de las grúas son marcos rígidos que, debido al tambaleo que experimentan las grúas durante un sismo, sufren rótulas plásticas en las patas o columnas de apoyo al estar sometidas a compresiones y momentos flectores muy grandes, además de producir rupturas y fallas en los mecanismos de anclaje que sujetan

los rieles a la losa, generando descarrilamientos de la grúas. Por otro lado, los sistemas de amarre pueden fallar si es que durante un movimiento telúrico se producen fuertes tirones de bita que producen las naves, y estos sistemas no tienen anclajes suficientemente resistentes para soportar estas tensiones puntuales.

Factor de Daño (FD)

Éste es un parámetro que sirve para estimar la magnitud de los daños y el comportamiento sísmico de las estructuras marítimas después de un sismo severo, y está definido como la razón entre los costos de reparación de los daños producidos y el costo original del proyecto (o una estimación del costo actual que implicaría construir el proyecto).

Un FD igual a 1 representa una pérdida total, y por el contrario, un FD igual a 0 significa que la estructura no necesita ningún trabajo de reparación y pueden continuar las operaciones portuarias normalmente. Como promedio, un FD global es aproximadamente un 0,21 para muelles transparentes, en contraste con un 0,81 para muelles opacos o cerrados [3].

Aparentemente los puertos que sufrieron mayor daño fueron los de tipo cerrado, mientras que los de tipo abierto tuvieron un daño menor. Esto se explica debido a que el principal motivo de daños en estructuras portuarias es originado por licuación y *lateral spreading*, por lo tanto los muelles cerrados, que son los que poseen mayor superficie con suelos de relleno, son más vulnerables a este tipo de falla.

Como resultado de todas las investigaciones realizadas en países como EEUU, Japón, España y Nueva Zelanda entre otros,³ estas potencias crearon sus propios criterios de daño, y a partir de ellos elaboraron sus propias guías y recomendaciones para el diseño sísmico de puertos, con metodologías establecidas y procedimientos de análisis para diferentes estructuras portuarias. Sin embargo, a pesar de que los patrones generales de daño se repiten en muchos países, los estudios acerca del tema han demostrado que el comportamiento sísmico de estructuras portuarias muestra una variabilidad significativa, ya que los parámetros que controlan el comportamiento del suelo son bastante inciertos. Debido a todo lo anterior, hacer una evaluación de las respuestas de obras marítimas ante fuertes terremotos es un trabajo particularmente desafiante.

Entre las estructuras portuarias existentes, conocer aquellos casos singulares que fueron diseñadas y construidas con nuevos sistemas de protección sísmica es particularmente interesante como punto de partida para realizar un trabajo que apunte a mejorar la infraestructura portuaria. Pero la literatura en protección sísmica en estructuras de puerto es muy limitada. Aun así, más adelante se muestra un ejemplo emblemático del único muelle transparente chileno que tiene un sistema de protección sísmica que combina pilotes verticales en paralelo con aisladores elastoméricos, muelle que tuvo un comportamiento sísmico sin daños y logró mantenerse operativo un día después del terremoto de Febrero de 2010.

³ Investigaciones hechas por Army Corps of Engineers, USA. 2008 - Ministry of Transport of Japan, Japón. 1999 - Puertos del Estado, España. 2008 - Tomlinson & Woodward, Nueva Zelanda. 2008.

2.1.1.2 Diseño de Muelles

El objetivo principal de una obra de atraque — como son los muelles transparentes — es proporcionar a las naves marítimas las condiciones de servicio y seguridad adecuadas durante su permanencia en puerto, posibilitando el normal desarrollo tanto de las operaciones y actividades de carga y descarga, de estiba y desestiba, como transbordo de pasajeros y tripulantes.

El proyecto de un muelle consiste básicamente en una estructura que permita el atraque adosado de las naves, proporcionando una superficie o plataforma horizontal apta para las operaciones y actividades ya mencionadas. Es por esto, que un muelle debe ser proyectado en función de las dimensiones del tipo de buque (nave de diseño) que se requiere atracar, ya que esto define la longitud del muelle y la profundidad mínima que debe tener el lugar de atraque para permitir un área de navegación y una holgura de flotación (UKC: *Under Keel Clearance*, que es la distancia libre entre la quilla del barco y el suelo marino) seguras para la nave, de acuerdo a sus características formales y variaciones de calado, respectivamente.

Otro aspecto importante a considerar es el nivel de coronación del muelle, la cota de la plataforma de operaciones, la cual depende de las alturas de marea características de la zona de emplazamiento del proyecto. Desde el punto de vista estructural, la cota de coronamiento debiera ser lo más baja posible para que la estructura sea más estable, pero desde el punto de vista marítimo debiera ser lo más alta posible, a una altura suficiente para que la plataforma de operaciones esté a salvo de las altas mareas (especialmente la sicigia), el oleaje reinante (más frecuente) y los efectos de la salpicadura o *splash* producido por la rompiente de las olas. Se debe encontrar un equilibrio entre los criterios marítimos y los criterios estructurales.

Ahora bien, en todo proyecto para diseñar un muelle transparente se deben tener muy presente varios estudios previos y fundamentales concernientes al terreno marino, tales como son los estudios de batimetría y de calidad del suelo. Además se requiere una definición de los estados límites de servicio relacionados a las condiciones de funcionamiento, y de los estados límites de resistencia relacionados a la capacidad resistente y seguridad estructural. Con todo esto, se deben considerar varios estados de carga permanentes, variables y/o eventuales, tales como el peso propio (D), la sobrecarga uniforme (Lu), la sobrecarga de equipos (Lc), la sobrecarga debido a grúa pórtico (Lp) si la hubiere, las fuerzas sísmicas (Eq), el viento (W), el oleaje (Wa), las fuerzas de atraque (Be), las fuerzas de amarre (Ws), los impactos (I), las fuerzas térmicas (T) y las fuerzas de retracción por fraguado (R).

Y por último, otro aspecto relevante a considerar está vinculado a los métodos de diseño de un muelle y sus componentes, debiendo los ingenieros marítimos definir si la estructura se analiza y calcula mediante el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (método LRFD), mediante el Diseño de Tensiones Admisibles (método ASD) o mediante el Diseño por Desplazamientos. Todo lo concerniente a diseño y análisis de un muelle de pilotes se puede ver en los siguientes capítulos de este TDT.

2.2 Ingeniería Sísmica

Explorar en el estado del arte de la ingeniería sísmica puede resultar un desafío tan fascinante como agotador, ya que existen muchas y muy diversas publicaciones acerca de esta temática, y gran parte de ellas comprenden estudios realizados en los países desarrollados con gran sismicidad, que poseen la voluntad y los recursos para realizarlos.

La ingeniería sísmica es el sincretismo entre la ingeniería civil estructural y la sismología, enfocado en el estudio del comportamiento de los edificios y las estructuras sujetas a carga sísmica. Entre sus principales objetivos está prever las potenciales consecuencias de fuertes terremotos en áreas urbanas y sus efectos en las construcciones, junto con entender la interacción entre los edificios y la infraestructura pública con el subsuelo, para diseñar, construir y mantener estructuras que resistan a la inexorable acción de un terremoto, más allá de las expectativas y en total cumplimiento de los reglamentos de construcción.

Esta rama de la ingeniería inició su desarrollo en Estados Unidos a inicios y mediados del pasado siglo XX. El desarrollo de esta especialidad ha seguido el camino trazado inicialmente en California, y posteriormente en Japón y Nueva Zelanda. Los desarrollos más importantes se inician en la década de los 50, con investigaciones que sentaron las bases del diseño sismorresistente, realizadas por los profesores Nathan M. Newmark, George W. Housner y Ray W. Clough, entre otros, y por el destacado ingeniero John A. Blume (Stanford University).

Hasta antes de esa época, las soluciones adoptadas por los ingenieros estructurales para resistir las acciones sísmicas se desarrollaban esencialmente analizando las respuestas y los efectos de los terremotos en las construcciones, sin el apoyo teórico de causas y características de los sismos, ni de información cuantitativa sobre la naturaleza de los movimientos del terreno. A partir de los estudios serios que florecieron con los inicios de la ingeniería sísmica y su afán por entender la mecánica de los terremotos, surgió la idea de incorporar un grado de ductilidad y deformación plástica en las estructuras como un mecanismo de disipación de energía, y como una forma de construir obras más eficientes, económicas y flexibles. Además, la incorporación y desarrollo de ensayos en los estudios de resistencia de materiales para los proyectos de edificación, facilitó la predicción cuantitativa del estado de tensiones en las estructuras sometidas a constantes sismos.

Estos principios generatrices abrieron un camino a los ingenieros para tratar de controlar las fuerzas que inciden en las estructuras y así definir con más exactitud el grado de rigidez que éstas necesitaban. Chile no estuvo ajeno a las muchas investigaciones extranjeras realizadas en las primeras décadas de vida de la ingeniería sismorresistente, ya que eran un valioso aporte para crear una normativa y cimentar las bases de un marco regulador que permita diseñar obras más seguras contra los grandes terremotos, aquellos eventos que ya están en el ADN de Chile y de cada chileno. El territorio nacional, ubicado en el Cordón de

Fuego del Pacífico, es y será siempre considerado como uno de los países más sísmicos del mundo, aunque muchos creen que es en realidad el número uno en sismicidad. Durante el siglo XX, un tercio de toda la energía sísmica liberada en el planeta, se liberó en Chile, y se sabe que el territorio nacional es azotado de manera regular, en promedio, por un gran terremoto cada 25 años.⁴



Fig. 2.7 - El ámbito de la ingeniería sísmica es un terreno tan agitado como incierto.

Cada año que pasa, los ingenieros estructurales creen saber más sobre la amenaza y recurrencia sísmica, y acerca de las respuestas de las estructuras ante los movimientos telúricos, pero después de cada gran terremoto en ellos siempre surgen muchas incertidumbres y dudas con respecto a todo lo aprendido. Un sismo de grandes proporciones es siempre una excelente oportunidad de estudio para entender cómo son las demandas sísmicas y cómo responden las estructuras. Es en ocasiones como ésta, que renacen todo tipo de análisis determinísticos y probabilísticos en relación a la amenaza sísmica y todo tipo de nuevas investigaciones de índole estructural y sobre los suelos, estudios que a corto plazo llevan a revisar, modificar y replantear muchas de los conceptos y procedimientos que están descritos en las normas y disposiciones antisísmicas (Fig. 2.7). Éstas, tal como lo demuestran los hechos, están sometidas a periódicos y necesarias revisiones, conforme crecen los estudios del tema.

Existen dos conceptos de gran importancia en la ingeniería sísmica, estos son la resistencia lateral y la ductilidad. La resistencia lateral se refiere a la capacidad de una estructura de soportar grandes fuerzas horizontales antes de colapsar. Diseñar por resistencia consiste en dimensionar los elementos estructurales de tal modo que tengan suficiente resistencia como para soportar las cargas sísmicas sin romperse. Éste método requiere unas sobredimensiones bastante importantes de los elementos estructurales y tiene algunos riesgos de rotura frágil. La ductilidad, en cambio, refleja la capacidad de absorción y disipación de energía que una estructura puede ofrecer antes del colapso. Diseñar por ductilidad consiste en dimensionar los elementos de tal manera que parte de la energía del sismo sea disipada por deformaciones plásticas de los propios elementos estructurales. Esto implica que la estructura recibirá daños en caso de sismo, pero sin llegar a colapsar. Se reduce el riesgo de rotura frágil y la dimensión necesaria de los elementos estructurales es bastante menor.

⁴ Ingeniería para Todos. Publicación de SIRVE S.A en el sitio web www.ingenieriaparatodos.cl. 2011.

Las estructuras deben, de una u otra forma, disipar la energía que el movimiento del suelo le traspassa durante un sismo. La forma más efectiva de llevar a cabo esta tarea durante sismos de gran severidad es deformándose lateralmente y experimentando deterioros localizados del material y transformando la energía cinética en energía calórica. Por cierto, estos deterioros locales implican daño interno en el elemento que disipa la energía. Si durante este proceso, no se alcanza a desarrollar la deformación horizontal que lleva la estructura a su colapso, ella sobrevivirá el evento sísmico, en caso contrario, obviamente colapsará. La deformación máxima que el sismo severo le demanda a una estructura se expresa a través de la ductilidad. Ésta se define como el cociente entre la deformación justo antes del colapso y una deformación horizontal de referencia, como es la deformación en el punto de fluencia del material que conforma la estructura.⁵



Fig. 2.8 - La ingeniería sísmica y su afán de construir mejores estructuras sismorresistentes.

La experiencia sísmica indica que para tener un satisfactorio comportamiento sísmico, el diseño debe velar para que la estructura tenga una alta resistencia lateral si es que ésta no ofrece un comportamiento dúctil, o velar para que la estructura presente una ductilidad suficiente para la resistencia lateral con la que ha sido diseñada. En la medida que la estructura se diseña con mayor resistencia lateral, menor es la necesidad de ductilidad, y viceversa. Ambos factores que intervienen en el diseño están estrechamente relacionados, y los colapsos que se producen en las estructuras están generalmente asociados a una deficiente provisión de ductilidad para la resistencia lateral que considera el diseño.

La experiencia chilena, que hasta ahora ha diferido de la que se usa en otros países del mundo, ha optado por proveer una alta resistencia y una baja o moderada ductilidad. Esta experiencia ha sido muy exitosa frente a eventos sísmicos severos, como los ocurridos en Marzo de 1985 y en Febrero de 2010, en las zonas central y sur de Chile respectivamente. Por el contrario, se ha observado que el método de proveer una alta ductilidad asociada a una baja o moderada resistencia lateral — como lo han preconizado en países como Nueva Zelandia y en Estados Unidos — no parece estar dando resultados que sean realmente satisfactorios. Es por esto que los países desarrollados siguen en la búsqueda de mejores soluciones (Fig. 2.8).

⁵ *La Ingeniería Antisísmica*, estudio realizado por la Escuela de Ingeniería Civil PUC. 2005.

2.2.1 Sistemas de Protección Sísmica

Como ya se ha mencionado anteriormente, la lógica de diseño sísmico adoptada en la normativa chilena como en la mayoría de las normas internacionales, establece que un edificio y sus componentes pueden presentar un bajo nivel de daño para preservar su funcionalidad (estado límite de servicio) ante sismos de baja intensidad y de frecuente ocurrencia, y no colapsar (límite de falla o de prevención del colapso) ante los sismos de intensidad severa que puedan ocurrir, para proteger la vida de los ocupantes. En algunas normas, el cumplimiento de ambos estados límite ante sus correspondientes sismos de diseño, se define como el objetivo de desempeño. Pero los eventos sísmicos de diferentes intensidades ocurridos en las décadas recientes en varios países, han puesto en evidencia que la aplicación del método de análisis y diseño sísmico estipulado en las diversas normativas, usualmente denominado Método de Diseño Basado en las Fuerzas (MDBF), no garantiza que se cumpla el tan deseado objetivo de desempeño. Esto se debe principalmente a que los valores estipulados por las normativas para la capacidad dúctil y de sobrerresistencia de las estructuras, son de naturaleza netamente empírica [8].

Estos hechos han impulsado el desarrollo de procedimientos de análisis y diseño sísmico opcionales, una amplia variedad de métodos basados en desempeño, comúnmente clasificados de acuerdo con los índices de desempeño para los que se diseña la estructura, y de entre los cuales se destaca el Método de Diseño Basado en los Desplazamientos (MDBD). Esto se debe tanto a la transparencia y sencillez de su planteamiento, como a la relativa eficacia obtenida de su uso para controlar el daño en las edificaciones, ya que se ha observado que existe una buena correlación entre las deformaciones de entrepiso de una estructura, las deformaciones angulares y la capacidad rotacional de sus elementos estructurales, y la magnitud del daño en sus elementos no estructurales.

Posteriormente, de estas ideas principales y con el avance en las investigaciones y las tecnologías, nacieron los visionarios conceptos que abarcan los denominados mecanismos de control; los aisladores sísmicos y los disipadores de energía, mecanismos que ha desarrollado la ingeniería estructural para la reducción de vibraciones en las estructuras. Su incorporación permite disminuir notoriamente los efectos sísmicos en edificaciones y otras estructuras, protegiendo tanto los elementos estructurales como los no estructurales, pero principalmente los valiosos contenidos que albergan algunas obras especialmente construidas.

Los últimos terremotos ocurridos en Chile, Japón y Nueva Zelanda han dejado al descubierto la alta vulnerabilidad sísmica de las estructuras y en especial de sus contenidos. En el caso de Chile, son muchos los casos de estructuras que, aún sin presentar grandes problemas estructurales, sufrieron múltiples daños no estructurales que causaron pérdidas parciales o totales de operación en inmuebles donde se realizan importantes actividades. Si bien es preciso reconocer el excelente desempeño estructural de las edificaciones, no se puede concluir lo mismo en materia de protección de función, preservación de contenidos y percepción

de la población. Por estas razones, resulta necesario promover en Chile el uso de tecnologías, probadas a nivel nacional e internacional y reconocidas por la comunidad profesional, orientadas a mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, más allá de los requisitos mínimos de la normativa nacional vigente [9].

El terremoto de Febrero de 2010 también dejó en evidencia que la población demanda algo más del sector de la ingeniería sísmica, ya no basta evitar el colapso de las estructuras en sismos de intensidad severa y permitir ciertos daños controlados, como lo indica la normativa. Actualmente, la seguridad, el confort de los usuarios y el resguardo de muchos valiosos contenidos que albergan las construcciones, se vuelven una necesidad imperiosa.

En las últimas décadas ha ganado aceptación y elogios, entre la comunidad profesional, el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras, entre los cuales los sistemas que han sido más utilizados son los mecanismos de aislación sísmica, los dispositivos de disipación de energía y los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) (Fig. 2.9).

En términos generales, los mecanismos de aislación sísmica limitan y/o filtran la energía que el sismo trasfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la misma, previniendo el daño estructural y no estructural.

Por su parte, los sistemas de disipación de energía — si bien no limitan el ingreso de energía a la estructura — permiten que la disipación de energía se concentre en dispositivos especialmente diseñados para esos fines, reduciendo sustancialmente la porción de la energía que debe ser disipada por la estructura. El uso de disipadores de energía reduce la respuesta estructural, disminuyendo también el daño de los componentes estructurales y no estructurales.

Por último, los AMS son una especie de contrapeso que se sintoniza con las características dinámicas de la estructura, y que siempre se opone al movimiento del edificio cuando viene un terremoto, de esta forma contrarresta los desplazamientos del inmueble, reduciendo sus deformaciones y protegiendo de esa forma la integridad de la estructura y todos sus contenidos.

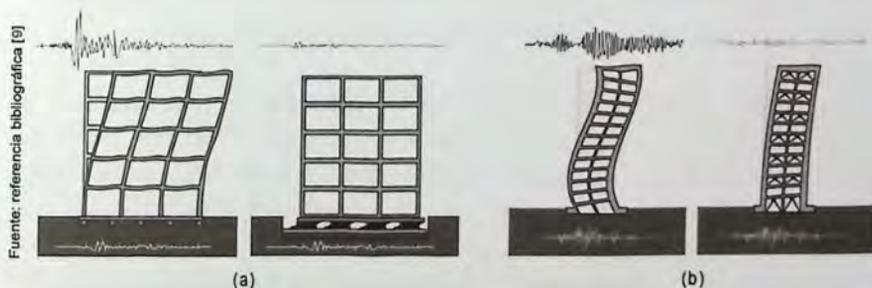


Fig. 2.9 - Comparaciones de respuestas sísmicas de edificios;

(a) sin aislación basal y con aislación basal. - (b) sin disipadores de energía y con disipadores de energía.

• Aislación Sísmica

La aislación sísmica se utiliza preferentemente en edificios de baja o mediana altura y permite filtrar el movimiento a través de la incorporación de dispositivos en las fundaciones de los edificios, los cuales cortan la estructura aislándola del suelo y protegiéndola de manera considerable cuando el terreno oscila o vibra de manera severa.

Los principios de la aislación sísmica son básicamente dos; la flexibilización y el aumento del amortiguamiento. La flexibilización, entendida como el alargamiento del período fundamental de la estructura, que se logra a través de la introducción de una especie de piso blando (*soft story*), entre el suelo de fundación y la superestructura. Si la rigidez lateral de este piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interfase de aislación, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la estructura superior, la cual permanece como bloque rígido, y por ende con pequeña deformación y sin daño significativo durante la respuesta sísmica. Los aisladores reducen entre un 70% a un 80% el impacto de un terremoto, evitando daños en los elementos estructurales y no estructurales, y permitiendo que la obra siga operativa después de éste.⁶

Los aisladores son dispositivos que combinan materiales como la goma natural, el plomo y el acero, para desarrollar un mecanismo que amortigua el impacto del sismo y permite reducir de manera considerable los posibles daños en las estructuras.



Fuente: Internet

Fig. 2.10 - Ejemplos de configuración, función y uso de aisladores elastoméricos.

El dispositivo más comúnmente utilizado en sistemas de aislación sísmica es el aislador elastomérico, formado por un conjunto de láminas planas de goma, intercaladas por placas planas de acero, adheridas a la goma durante la vulcanización, y cubierto en su extremo superior e inferior por dos placas de acero, donde se conecta con la superestructura en su parte superior, y con la fundación en la parte inferior (Fig. 2.10). La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado.

⁶ *Sistemas Pasivos de Protección Sísmica de Estructuras*. Charla de Ingeniería Sísmica realizada en Universidad de Valparaíso por Rodrigo Retamales, Ingeniero Civil Universidad de Chile y Doctor en Ingeniería Sísmica y Estructural en State University of New York at Buffalo.



Fig. 2.11 - Ensayos muestran la respuesta de estructuras con y sin aislación basal.

El comportamiento y respuesta de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que están sometidos y, en un menor grado, depende de la temperatura, el envejecimiento de la goma y la frecuencia del movimiento basal.

Existen tres tipos de aisladores elastoméricos:

- Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (Low-Damping Rubber Bearing, LDRB)
- Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (High-Damping Rubber Bearing, HDRB)
- Aisladores elastoméricos de núcleo de plomo (Lead-plug Rubber Bearing, LRB).

Existe otro tipo de aisladores que puede ser alternativa a los aisladores elastoméricos; los Aisladores Deslizantes. Éstos siguen el mismo principio y se pueden subdividir en dos categorías: con apoyos deslizantes planos y con péndulos friccionales.

Después del terremoto de Febrero de 2010, la demanda en Chile por la incorporación de estas tecnologías sismorresistentes ha crecido explosivamente en el ámbito hospitalario, industrial, de oficinas y residencial. En el área habitacional, se ha observado un fuerte aumento de estos proyectos vendidos en verde debido a que los clientes han valorado muy positivamente esta característica de seguridad adicional de los edificios (Fig. 2.11). Chile como sociedad debe asumir el costo de construir las líneas de servicios vitales y de edificios críticos (como escuelas y hospitales) con sistemas de aislación sísmica que aseguren tanto a las estructuras como su contenido. Simplemente no se debe pensar, todas las estructuras en las que se instalaron aisladores sísmicos o disipadores de energía aguantaron perfectamente, tanto el terremoto como las réplicas.⁷

Actualmente hay más de medio centenar de estructuras chilenas que cuentan con esta tecnología en territorio nacional y su demanda sigue en aumento. En Chile, el primer edificio con aislación sísmica basal fue construido en el año 1991, un edificio de viviendas sociales de cuatro pisos que corresponde al conjunto habitacional de la Comunidad Andalucía, ubicado en

⁷ Filtrar las ondas sísmicas es el nuevo desafío en la Construcción, entrevista de El Mercurio al ingeniero Juan Carlos de la Llera, especialista en dispositivos antisísmicos de la Universidad Católica de Chile. Abril de 2010.

la comuna de Santiago. Posteriormente, se han construido diversas estructuras con este tipo de tecnología (Fig. 2.12), entre los que destacan el Campus Clínico UC San Carlos de Apoquindo (2001), el viaducto Marga-Marga (2003), el Muelle Sur del Puerto de Coronel (2006), el Nuevo Hospital Militar de La Reina (2007), el edificio de Vulco S.A. (2004) y los edificios de la Asociación Chilena de Seguridad en Santiago (2005) y Viña del Mar (2008), entre otras.



Fig. 2.12 - Viaducto Marga-Marga | Hospital Clínico UC | Muelle Sur Puerto de Coronel.

Entre las muchas ventajas que la aislación sísmica otorga a una estructura se destacan las siguientes [10]:

- Ubica el período fundamental de la estructura en un rango de períodos donde la energía del sismo es menor, produciéndose una baja aceleración de piso y una baja deformación de entresijos. Esto contribuye a limitar el daño estructural y no estructural del sistema.
- Genera en la respuesta de la estructura un bajo factor de participación sísmica para los modos superiores, por tanto la respuesta está controlada por el modo fundamental que posee una forma lineal en la estructura y una amplitud importante en la aislación. Esto significa que el sistema se puede modelar como de 1 grado de libertad lo que simplifica considerablemente su análisis y prediseño.
- Elimina los problemas de excentricidades en planta, controla la torsión, debido a la libertad de ubicación en planta de los dispositivos y a las características en el diseño.
- Debido a su dimensión y proceso de elaboración de los aisladores en fábricas con ambiente controlado, es posible ensayarlos debidamente para garantizar sus propiedades mecánicas y establecer su estabilidad en el tiempo.
- Reduce los costos de reparaciones en la estructura y la pérdida de sus valiosos contenidos en un sismo severo. Además, los aisladores son susceptibles de ser reemplazados, tomando las precauciones arquitectónicas para que esto sea posible.
- Se puede posibilitar o crear condiciones de seguridad y estabilidad para diseños arquitectónicos más osados e interesantes. Se recomienda considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde las etapas iniciales del proyecto, a fin de mitigar el impacto de su incorporación en la arquitectura.

• Amortiguación de Masa Sintonizada

Los edificios modernos y las torres tienden a ser muy livianos y delgados, por lo tanto poseen un amortiguamiento natural muy pequeño, lo que las hace más propensas a las oscilaciones del viento y los sismos. Dichas oscilaciones pueden causar daño a la estructura, afectar su funcionalidad y/o causar incomodidad. Los Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS) — traducción del inglés *Tuned Mass Dampers* (TMD) — son una clase de amortiguadores pasivos pendulares que, aun cuando no limitan el ingreso de energía cinética a la estructura, se utilizan eficientemente en estructuras esbeltas, livianas y/o flexibles para generar reducciones entre un 25% y 35% de las deformaciones de la estructura ante vibraciones.⁸

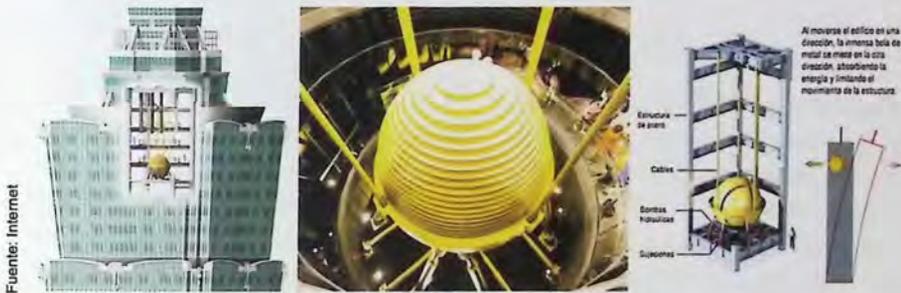


Fig. 2.13 - Ejemplo de AMS, en emblemático edificio Taipei 101 en Taiwán.

En términos simples, la idea consiste en sintonizar la frecuencia de oscilación del AMS a una frecuencia modal particular del sistema estructural o mecánico de manera que el dispositivo logre un movimiento en contra fase que permita compensar las oscilaciones del sistema.⁹

Son masas que equivalen a un porcentaje (generalmente 1%) de toda la masa del edificio, que se instalan en la parte alta de éstos, actuando como una especie de contrapeso que siempre se opone al movimiento del edificio reduciendo sus deformaciones y protegiendo de esa forma la estructura y sus contenidos (Fig. 2.13). Lo que se está haciendo es transferir la energía de la estructura al sistema AMS. Se entiende que mientras mayor es la masa del AMS, mitiga mejor la energía estructural y mayor es su eficiencia, y generalmente se la sintoniza con la frecuencia natural de la estructura, ya que suele ser la que mayor energía recibe de las excitaciones externas como vientos, sismos o vibraciones mecánicas. Pero en la práctica, la frecuencia de sintonización del AMS suele elegirse, en algunos casos, como una razón de la frecuencia natural u otras frecuencias modales, con la finalidad de extender el espectro de acción del dispositivo a otros modos de vibración del sistema estructural.

⁸ *Sistemas antisísmicos ganan terreno*. Entrevista al Ingeniero Ignacio Vial, gerente de Planificación y Desarrollo de Sirve S.A. Publicación en el sitio web www.sirve.cl. 2012.

⁹ *Optimal design theories and applications of tuned mass dampers*. *Engineering Structures*. Estudio realizado por los ingenieros Chien-Liang Lee, Yung-Tsang Chen, Lap-Loi Chung y Yen-Po Wang. 2006.



Fig. 2.14 - Características formales y de funcionamiento de un AMS.

En el año 1985 el ingeniero mecánico holandés J. P. Den Hartog demostró que para sistemas de un grado de libertad no amortiguados, la amplitud de vibración del sistema excitado es nula cuando la frecuencia de excitación es igual a la frecuencia del AMS, indicando que toda la energía del sistema es transferida al AMS. La frecuencia natural del dispositivo se sintoniza cerca de la frecuencia natural del sistema principal provocando que el AMS vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del mismo. Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son la relación de periodo (periodo del amortiguador / periodo de la estructura), relación de amortiguamiento y la relación de masa.

En 1997 Fahim H. Sadek y sus colaboradores, proponen un método para estimar los parámetros óptimos de un AMS para su aplicación ante solicitaciones sísmicas.¹⁰ Luego en 1999, Haijun Zhang propone fórmulas de diseño de sus parámetros para los casos de viento y sismo para tres tipos de amortiguadores de masa, y en 2003 Tospol Pinkaew y compañía estudian la efectividad del uso de los AMS en estructuras bajo acción sísmica.

En relación con los amortiguadores de masa sintonizados, ya está definitivamente probada en la literatura su eficiencia en la reducción de vibraciones provenientes de acciones de viento y su aplicación comienza a ser corriente en este tipo de problemas. Paralelamente, el uso de múltiples AMS para el control de la respuesta estructural bajo acción sísmica ha sido estudiado por varios investigadores. Se han realizado análisis para sistemas con AMS uniforme y linealmente distribuidos bajo excitación armónica y sísmica, también se han analizado estructuras con múltiples AMS con excitación sísmica basado en la distribución uniforme de los parámetros del sistema, y se han analizado las propiedades óptimas de estos múltiples AMS para reducir la respuesta traslacional y torsional de estructuras sometidas a una aceleración de la base Fig. 2.14). Sin embargo, todavía se encuentra en discusión la verdadera eficiencia de los AMS en relación con las acciones sísmicas.

¹⁰ A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. Estudio realizado por los profesionales F. Sadek, B. Mohraz, A.W. Taylor, R.M. Chung. 1997.

Una de las principales ventajas de los AMS es que pueden ser colocados en estructuras existentes con problemas de vibraciones excesivas que son perceptibles por las personas o para el mejoramiento de la seguridad sísmica en estructuras levemente dañadas o sanas.

La mayor desventaja del amortiguador de masa sintonizada es que requiere una gran masa e importante disponibilidad de espacio para su instalación. Para compensar este problema, recientemente se ha propuesto el uso de cubiertas con aislamiento respecto a la estructura inferior o tanques de agua, para ser usados como masas pendulares. Otro inconveniente del sistema es que su efectividad se reduce a una banda estrecha de períodos cercanos al período fundamental del edificio, y pueden ocurrir situaciones en las que un edificio esbelto presente modos de vibración diferentes al fundamental, en distintas intensidades según las características de la excitación externa. Además, otro eventual inconveniente es que durante terremotos severos la estructura puede llegar a comportarse plásticamente, alargando el período de la estructura, lo que se traduce en una pérdida de sintonía con el AMS.

Entre las estructuras chilenas que actualmente cuentan con esta tecnología de amortiguamiento de masa sintonizada, se destacan el Edificio Parque Araucano ubicado en Nueva Las Condes, el Edificio Geocentro Agustinas en la comuna de Santiago Centro, y el hermoso Edificio de la Cámara Chilena de la Construcción (CCHC) en Las Condes, aún en proceso de edificación y que estará listo en el año 2016 (Fig. 2.15).



Fig. 2.15 - Edificio Geocentro Agustinas | Edificio Parque Araucano | Edificio CCHC (en construcción)

Aparte de los AMS, existen otros tipos de disipadores de energía, entre los que podemos mencionar los amortiguadores viscosos, metálicos, friccionales, autocentrantes, viscoelásticos, entre otros. Y cada día se investigan nuevos sistemas de protección sísmica o mecanismos de control pasivos y activos. Los sistemas activos de protección sísmica aún no se han implementado en Chile, por ser muy costosos y complejos, ya que incluyen sensores de movimiento en las estructuras, sistemas de control informático y de procesamiento de datos y actuadores dinámicos, que monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real.

Este TDT, sólo se enfocará en dos sistemas pasivos actualmente usados en el país, los Amortiguadores de Masa Sintonizada y los aisladores elastoméricos.



Capítulo 3

*La ciencia puede divertirnos y fascinarnos,
pero es la Ingeniería la que cambia el mundo.*

Isaac Asimov (científico y escritor ruso).

3.1 Estructura de Análisis

La estructura que en este TDT se somete a análisis es un muelle transparente de pilotes. Es una estructura netamente proyectada (en la zona de Valparaíso), pero representativa de cómo se conciben y construyen estas obras en la realidad, y pensada únicamente para hacer el modelamiento y posterior análisis comparativo de sus comportamientos con los sistemas de protección sísmica de aislación y amortiguamiento de masa sintonizada.

Siempre que se proyecta un muelle — como toda obra marítima y portuaria — se deben definir sus dimensiones, principalmente, en función del máximo tamaño de un buque de diseño. En este caso se ha definido como buque de diseño un barco de carga general y/o un barco tipo pesquero, específicamente el tipo atunero y arrastrero (tangonero, congelador, factoría, al fresco y palangrero), buques que tienen las más diversas dimensiones, pero que para este caso se definen como embarcaciones de mediana envergadura, con una capacidad de carga o porte bruto de entre 1000 a 4200 toneladas de peso muerto (DWT: *Dead Weight Tonnage*) que equivalen a un Desplazamiento (DT: *Displacement Tonnage*, peso real del buque con toda su carga) aproximado de entre 1200 a 5000 toneladas métricas respectivamente.¹¹

¹¹ Según fórmula $DT=1,174 \cdot DWT$ [t] que entrega la normativa japonesa *Technical Standards and Commentaries for Ports and Harbor Facilities in Japan* [12], para el cálculo de masas de buques en el capítulo 8, ecuaciones (2.2.2).

3.1.1 Buque de Diseño

Para dimensionar la estructura del muelle de análisis, se establecieron las dimensiones máximas del buque de diseño:

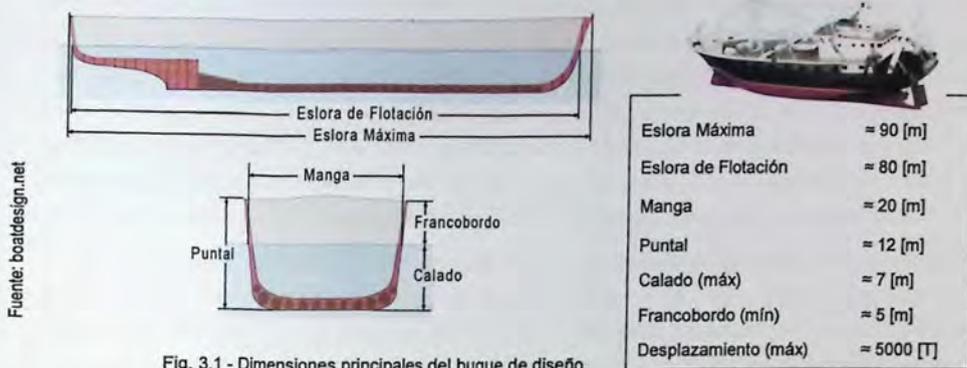


Fig. 3.1 - Dimensiones principales del buque de diseño.

Cabe destacar que la profundidad que debe tener el suelo marino en la zona de atraque del muelle debe ser mayor que el calado máximo que tiene el buque (calado considerando su estado o capacidad de carga completa). El calado del buque de diseño a plena carga es el principal factor para determinar la profundidad. También hay que recordar que el calado es el único parámetro geométrico del buque que es variable entre un valor mínimo dado por el calado en lastre requerido para navegar en forma estable y el calado máximo de diseño (7 [m]). La profundidad mínima que debe tener el lugar de atraque para permitir una zona segura de navegación y una holgura de flotación, está relacionada a una profundidad libre entre el casco del barco y el lecho marino, profundidad conocida como UKC (*Under Keel Clearance*, que traducido es el espacio libre bajo la quilla), ya mencionada en el capítulo anterior. Esta profundidad UKC se establece en 5 [m] como mínimo, cuando la marea está en su punto más bajo, y pensando que el máximo rango de marea en la zona de Valparaíso es cercano a 2 [m] durante cada sicigia, entonces se tiene una profundidad UKC máxima de 7 [m].

La profundidad de calado máximo del buque de 7 [m], más la profundidad UKC mínima de 5 [m], y una profundidad adicional de seguridad de 3 [m], entrega una profundidad mínima de diseño que debe tener el muelle en su zona de atraque equivalente a unos 15 [m], considerando las instancias más desfavorables del mar durante la de marea baja. De acuerdo a esto, la batimetría del lecho marino del sector de emplazamiento de la estructura debe ser acorde a este valor de diseño, y de acuerdo a esto la longitud del muelle debe ser la necesaria para alcanzar estas condiciones de profundidad que debe tener la estructura a proyectar. Para realizar este trabajo, proyectar y analizar la estructura de un muelle, se pretendía obtener un perfil batimétrico representativo de la zona, pero resultó dificultoso obtener estudios batimétricos debido a que éstos no siempre están a disposición del público en general.

3.1.2 Batimetría

Muchos de los estudios batimétricos realizados — sean de levantamiento hidrográfico, de cartografía marítima y/o de análisis del suelo marino — son ejecutados por ciertas entidades sólo después de un proceso administrativo conforme lo establece el Decreto Supremo N° 784 del 14 de Agosto de 1985, para así obtener la estricta autorización, supervisión y fiscalización del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA). Y muchas veces, estos levantamientos del fondo marino son hechos por entidades fiscales, autónomas y/o particulares autorizadas por el SHOA¹², que una vez llevados a cabo permanecen guardados con carácter de privado, ya que son realizados con un alto costo monetario y para satisfacer los intereses estratégicos, políticos y/o económicos de las propias entidades ejecutoras ya mencionadas.

Conseguir estudios batimétricos o de calidad del suelo marino en territorio nacional no es tarea fácil. Prácticamente, estos estudios por ser muy específicos y especializados, no se encuentran fácilmente en la literatura relacionada a las obras marítimas y portuarias, pero al navegar extensamente por el ambiente digital de internet y sumergirse pacientemente en el contenido de innumerables publicaciones que allí aparecen, se puede tener la fortuna de encontrar algo valioso para tener una idea concreta de la batimetría de una zona específica. En este caso, y después de una larga búsqueda, se obtuvieron unos pocos perfiles batimétricos de la bahía de Valparaíso, en una publicación que la Empresa Portuaria de Valparaíso pone a disposición del público en general en su correspondiente sitio web [11].

A continuación se presenta la información batimétrica encontrada, necesaria para definir detalladamente una estructura de muelle que permita cumplir con el propósito de este TDT.



Fig. 3.2 - Vista aérea de la Bahía de Valparaíso, y ubicación de perfiles batimétricos.

¹² Todo levantamiento hidrográfico que se quiera realizar en el litoral chileno debe respetar las exigencias técnicas y administrativas establecidas en la publicación SHOA N° 3105. *Instrucciones Hidrográficas N° 5*. 2003.

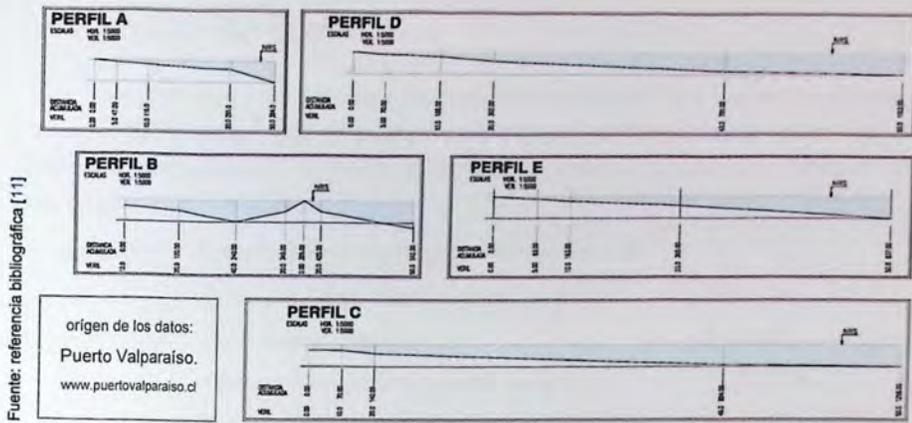


Fig. 3.3 - Perfiles batimétricos en la bahía de Valparaíso

Las sondas y veriles de estos perfiles batimétricos están referidos al nivel de reducción de sondas (NRS), que corresponde a la cota de mayor bajamar que puede ser alcanzada en cualquier punto de la localidad porteña, y cuyo valor debe determinarse considerando la marea más baja en el periodo de sicigia durante el perigeo lunar.

Para llevar a cabo este proyecto y definir la longitud del muelle de análisis, es de particular interés el Perfil E de la bahía porteña, ubicado frente al sector Yolanda-Barón, ya que la batimetría se caracteriza por tener una pendiente casi uniforme del fondo marino, mostrando una distancia de 163 [m] entre la costa y el veril de 10 [m] de profundidad, y mar adentro en el veril de 20 [m] esta distancia aumenta a 365 [m]. En este perfil se emplazó el muelle de análisis.

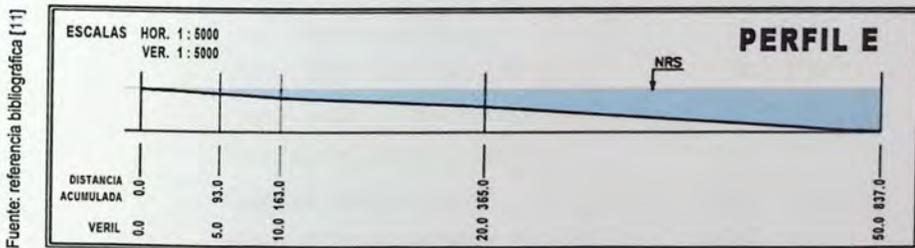


Fig. 3.4 - Perfil batimétrico frente al sector Yolanda-Barón en la bahía de Valparaíso.

Se trató de conseguir otro perfil batimétrico más detallado, pero resultó infructuoso el intento de obtenerlo ya que este tipo de levantamientos — por razones obvias — son escasos y costosos de realizar, y las entidades que los realizan no los facilitan al público en general. El Perfil E que se ocupó en este trabajo, se complementa con un buen estudio de suelos de una localidad cercana que se logró encontrar.

3.1.3 Calidad del Suelo

En conformidad con el estudio del suelo marino obtenido¹³ — y que se ocupó para el desarrollo del presente trabajo como apoyo y soporte basal del muelle de análisis — se pueden diferenciar cuatro estratos u horizontes de terreno, los cuales se describen a continuación con sus características principales:

Horizonte 1 : Arena fangosa a muy fangosa, fina y muy densa.

Profundidad bajo la cota del lecho marino	: 0 a 5 [m]
Peso unitario sumergido, γ_b	: 1 [T/m ³]
Carga unitaria máxima de punta, $q_{m\acute{a}x}$: 1200 [T/m ²]
Fricción unitaria de manto, f_s	: 11 [T/m ²]
Factor de capacidad de soporte, N_q	: 50
Angulo de fricción interna, Φ	: 42°

Horizonte 2 : Arcilla arenosa, dura y densa.

Profundidad bajo la cota del lecho marino	: 5 a 30 [m]
Peso unitario sumergido, γ_b	: 1 [T/m ³]
Carga unitaria de punta, q	: 360 [T/m ²]
Fricción unitaria de manto, f_s	: 20 [T/m ²]
Tensión de corte no drenado, c	: 4 [Kg/cm ²]

Horizonte 3 : Maicillo. Arena gruesa a grava, ligeramente arcillosa y muy densa

Profundidad bajo la cota del lecho marino	: 30 a 50 [m]
Peso unitario sumergido, γ_b	: 1,2 [T/m ³]
Carga unitaria máxima de punta, $q_{m\acute{a}x}$: 1200 [T/m ²]
Fricción unitaria máxima de manto, $f_{m\acute{a}x}$: 12 [T/m ²]
Factor de capacidad de soporte, N_q	: 50
Angulo de fricción interna, Φ	: 42°
Angulo de fricción suelo-pilote, δ	: 35°

Horizonte 4 : Roca de granito, meteorizada.

Profundidad bajo la cota del lecho marino	: > 50 [m]
Peso unitario sumergido, γ_b	: 1,4 [T/m ³]
Carga unitaria máxima de punta, $q_{m\acute{a}x}$: 2000 [T/m ²]

¹³ Resultados geotécnicos de sondajes realizados en la bahía de Quintero, Región de Valparaíso, expuestos en la Memoria de Título *Evaluación de alternativas de pilotes para obras portuarias bajo tres condiciones de suelo*, de Julio Tejo y Gabriel Vargas (2007). Este estudio geotécnico y su reporte correspondiente fue realizado en Marzo de 2007 por la empresa PRDW Aldunate-Vasquez Ingenieros Limitada - Ingeniería de Puertos, Costas e Hidráulica.

3.1.4 Geometría del Muelle

De acuerdo a la profundidad del lecho marino que debe tener la zona de atraque del muelle transparente, la cual se definió a partir de las características del buque de diseño, y de acuerdo a la batimetría del lugar de emplazamiento de este muelle ficticio que se pretende analizar con diferentes modalidades de diseño sísmico, se ha llegado a establecer las dimensiones y características geométricas de su estructura.

El muelle está conformado por una plataforma de hormigón armado, apoyada sobre pilotes de acero, y dividida en dos partes; un puente de acceso y un cabezo. Ambas partes se encuentran separadas por una junta de dilatación, y será únicamente la estructura del cabezo la que se modelará y se someterá al análisis para el llevar a cabo el propósito de este trabajo. Esta plataforma del cabezo se proyecta en el mar a partir de una distancia de 150 [m] mar adentro desde la línea costera, donde existe alrededor de 10 [m] profundidad.

Ahora bien, esta estructura se definió con una longitud de 250 [m] y un ancho de 25 [m], con un total de 5 ejes (desde la letra A hasta la E) en el sentido longitudinal con 5 [m] de separación entre ellos, y 25 ejes (desde el número 1 hasta el 25) en el sentido transversal con 10 [m] de separación entre ellos. Sobre todos estos ejes se ubican las vigas de hormigón armado que conforman el entramado bajo la losa y que son las que transmiten las cargas del tablero a los pilotes de fundación. La cota de coronación — a la que está la losa del tablero superior y donde se desarrollan las actividades propias del muelle — es de 5 [m] sobre el nivel del mar, y todo el perímetro del muelle está conformado por un faldón protector que cuelga de la losa y que permite fijar defensas para minimizar los eventuales impactos de las naves en las maniobras de atraque.

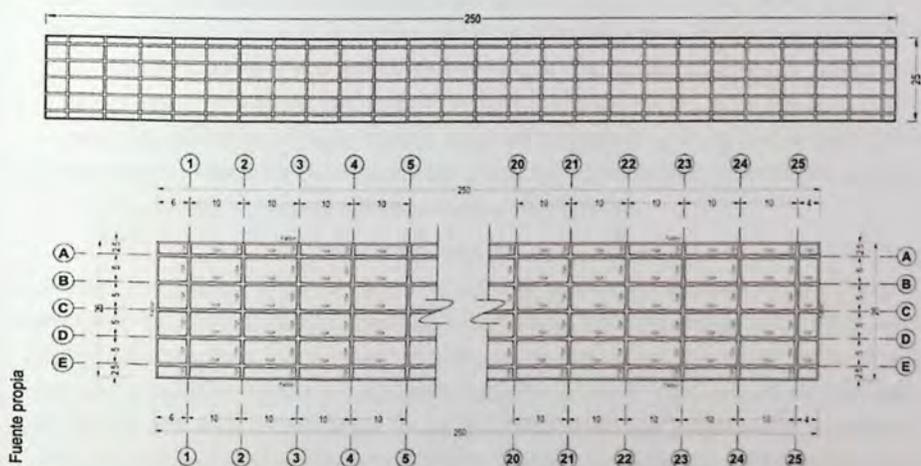


Fig. 3.5 - Planta del tablero superior del cabezo del muelle de análisis.

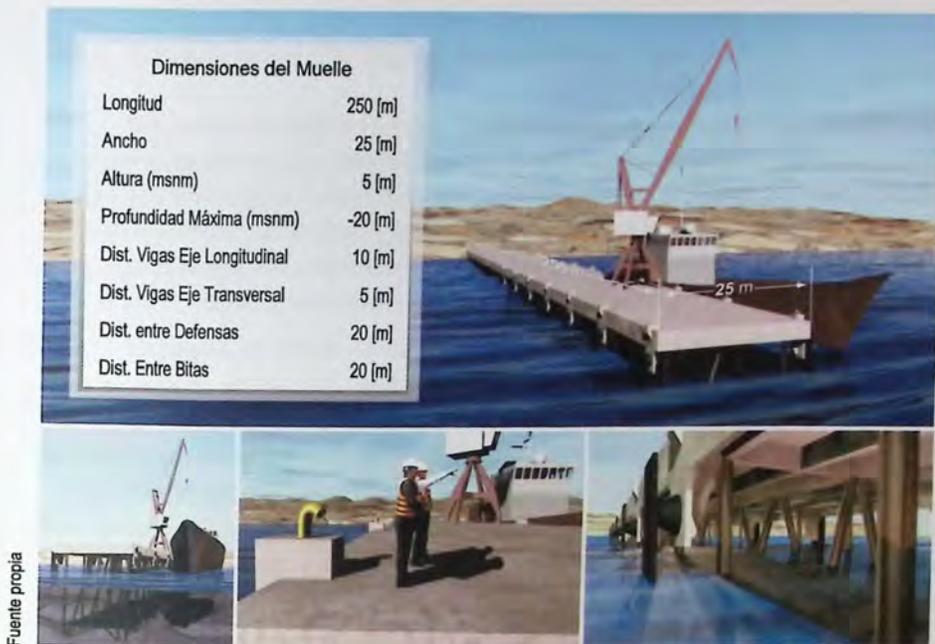


Fig. 3.6 - Vistas de la maqueta virtual del muelle de análisis y datos geométricos.

El muelle aquí definido corresponde a la estructura básica sobre la cual se pretende trabajar y analizar, siendo la solución sísmica tradicional. Las tres soluciones sismorresistentes que se analizan más adelante, tienen la misma configuración de la plataforma, tan sólo cambian las condiciones de cantidad y distribución de los pilotes en función de la presencia de los dispositivos de protección sísmica a usar. Esta estructura de análisis presenta una geometría y estructuración típica de muchos muelles perpendiculares de pilotes, tal como se proyectan y construyen en la realidad, tanto en el litoral chileno como en costas extranjeras. Todas las vigas longitudinales y transversales de hormigón armado son de 0,6 [m] de ancho y 1,5 [m] de alto, soportando una losa de hormigón armado de 0.3 [m] de espesor, sobre la cual se desarrolla la manipulación y transporte de cargamentos, productos y/o materiales, operaciones de grúa, tráfico de vehículos, y todas las actividades portuarias en general.

Sólo los últimos 120 [m] del muelle más alejados de la costa corresponden a la zona de ataque propicia para el buque de diseño, y es en esta distancia donde se han dispuesto defensas disipativas de ataque y bitas de amarre cada 20 [m], elementos que eventualmente definen la ubicación de cargas externas puntuales que las embarcaciones le traspasan a la estructura. Todos los estados de carga relacionados con el muelle y sus operaciones portuarias, ya sean el peso propio, sobrecargas, cargas de ataque, de amarre y sísmicas se detallan más adelante, siempre haciendo énfasis en el criterio de diseño que establece que los aspectos más importantes para un muelle transparente son los aspectos sísmicos y los geotécnicos.

3.1.5 Capacidad del Sistema Suelo-Pilote

Los pilotes del muelle son de vital importancia, ya que constituyen las columnas — en una especie de piso blando — que traspasan las cargas de la superestructura al terreno o suelo marino, y al mismo tiempo actúan como sistema de fundaciones profundas. Por esta condición dual, en este trabajo ha de ponerse especial énfasis en el diseño y análisis de los pilotes, tanto para la parte superior de cada pilote que está sobre el nivel del lecho marino, como a la parte inferior que permanece enterrada en el suelo y los aspectos geotécnicos involucrados.

En general, el pilotaje de fundación debe ser diseñado para traspasar al suelo las cargas estáticas, cíclicas y/o transitorias, sin excesivas deformaciones o vibraciones en la plataforma de la superestructura (o tablero superior). Se debe poner especial cuidado a los efectos de las cargas cíclicas y de las transitorias (o eventuales) en atención a los suelos de apoyo así como a la respuesta estructural de los pilotes [12].

Los pilotes huecos de acero y de sección circular son las fundaciones más comúnmente usadas para sostener grandes plataformas lejos de la línea costera y/o en mar abierto. Estos pilotes son usualmente hincados en el suelo marino con el impacto de martinets que usan el poder del vapor, petróleo ó hidráulico como fuente de energía. Los espesores de las secciones de estos pilotes deben ser los adecuados para resistir tanto las cargas axiales y laterales que experimente la obra, así como los esfuerzos a los que se deben someter durante el hincado previo. Además del espesor de los pilotes, se deben considerar también otros ítems igualmente importantes, tales como el diámetro, la ficha (profundidad de penetración en el terreno), el tipo de punta, el espaciamiento y número de pilotes, la ubicación y distribución en planta, la resistencia del material del pilote, el método de instalación, y otros parámetros que puedan ser considerados apropiados en el diseño.

Cabe hacer una pequeña mención a un fenómeno que se debe tener presente en este tipo de fundaciones profundas, y que dice relación con las posibles socavaciones en el lecho marino. La socavación que pueda producirse en la zona del pilotaje afecta el desempeño de los pilotes, alterando sus rigideces, y por ende sus capacidades axiales y laterales. Pero la predicción de la socavación aún permanece como un cálculo incierto. Los estudios de transporte de sedimentos podrían asistir favorablemente en los criterios de diseño para definir la socavación, pero siempre se opta por la experiencia local como la mejor guía para predecirla. Ante estas incertidumbres en los criterios de diseño, conviene manejar el tema facilitando un diseño robusto de los pilotes, y llevando a cabo una estrategia operacional de monitoreo y/o de reparación según sea necesario.

Existe una variedad de procedimientos de análisis y cálculo que pueden ser usados para determinar los requerimientos de los pilotes, y de todos ellos lo mínimo que se busca es que puedan estimar o simular convenientemente el comportamiento del suelo y la respuesta de los pilotes, para así garantizar la compatibilidad carga-deformación entre la estructura y el

sistema suelo-pilote [12]. Estos análisis son fundamentales para definir las capacidades de carga máxima del sistema ante las sollicitaciones axiales y laterales. Como ya se dijo en el capítulo anterior, existen procedimientos y fórmulas empíricas para estimar la capacidad de soporte del sistema y para estimar la carga requerida para el hincado, pero el único procedimiento realmente confiable y preciso es la Prueba de Carga [6], *in situ* o en un terreno muy similar al de emplazamiento. Ahora bien, como el presente TDT es un estudio netamente académico, realizar una prueba de carga resulta ser, obviamente, algo inalcanzable e ilusorio para definir la capacidad de los pilotes del muelle de análisis en el terreno, se recurrirán entonces a las expresiones de cálculo que presentan algunas normas y/o guías extranjeras especializadas en la temática de las fundaciones profundas en el lecho marino [6] [12].

3.1.5.1 Capacidad de Carga Axial

Siempre que se quiere estimar la capacidad axial de soporte del suelo y de un pilote aislado, se debe considerar una expresión compuesta de dos partes; la contribución de la punta del pilote y la contribución del fuste (o manto) del mismo.

En suelos homogéneos se supone que la resistencia en la punta está controlada por las características medias de la zona que comprende aproximadamente entre dos veces el diámetro del pilote bajo la punta (zona activa inferior) y cinco veces el diámetro del pilote sobre la punta (zona pasiva superior). La amplitud de ambas zonas dependen, en teoría, del ángulo de rozamiento del terreno y son más amplias cuanto mayor es este ángulo. Se deberá precisar la amplitud de la zona pasiva superior y de la activa inferior, si este aspecto se considera de especial importancia [6].

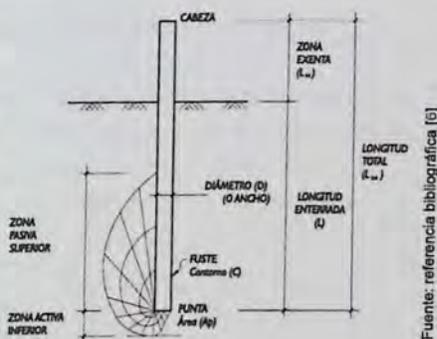


Fig. 3.7 - Notaciones relativas al pilote aislado.

La resistencia por fuste puede calcularse individualmente en cada estrato y sumarse posteriormente. Cabe señalar la salvedad de los pilotes sobre roca, en los que la 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, se debe tener presente que basta con un movimiento diferencial de 1 [cm] entre los pilotes y el suelo que lo rodea para poner en acción la resistencia de fuste en un suelo fino. Dicho movimiento diferencial puede desarrollarse debido a asentamientos del suelo bajo la punta y/o por el acortamiento o deformación del propio pilote debido a los esfuerzos de compresión [6].

Cualquier fórmula estática (ya sea basada en función del *Standard Penetration Test*, SPT, ó a partir de ensayos penetrométricos estáticos, ó el presiómetro, ó basadas en expresiones analíticas), o cualquier procedimiento que no sea la prueba de carga real sobre el

pilote, que se use para calcular su capacidad de soporte axial, se consideran poco fiables, más aún cuando se tienen pocos datos del suelo en que van a ser hincados y ubicados, por lo cual, si se necesitan aplicar en el cálculo y diseño, imperiosamente se deben considerar coeficientes de seguridad amplios, tales como los que se indicarán más adelante.

• Formulación Básica

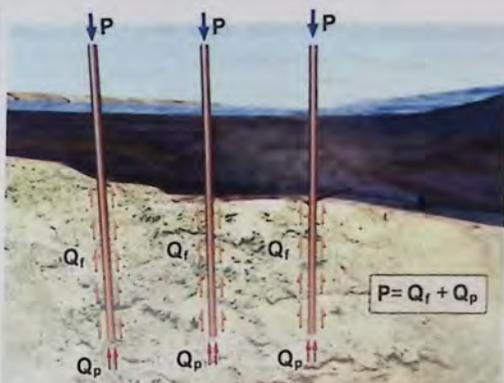
$$P = Q_f + Q_p \quad [T] \quad (3.1)$$

donde:

P : carga vertical aplicada en la cabeza del pilote.

Q_f : parte de la carga soportada por el fuste del pilote.

Q_p : parte de la carga soportada por la punta del pilote.



Fuente propia

Fig. 3.8 - Representación y cálculo básico de la capacidad de carga axial de los pilotes individuales.

A partir de esta formulación básica, se tienen en la literatura expresiones muy similares, tales como dos ecuaciones encontradas, una perteneciente a la norma API, *Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform – Working Stress Design* [12] sección 6.4.1 y otra de la ROM 0.5-05 [6] sección 3.6.4.1, expresiones que se muestran en paralelo a continuación:

$$(a) \quad Q_d = Q_f + Q_p \quad (3.1-a)$$

donde: $Q_f = f \cdot A_s$ con $f = \alpha \cdot c$
 ó con $f = K \cdot p_o \cdot \text{tg } \delta$
 $Q_p = q \cdot A_p$ con $q = 9 \cdot c$
 ó con $q = p_o \cdot N_q$

Q_d : Capacidad de carga máxima [KN]
 Q_f : Resistencia de fricción de piel (manto) [KN]
 Q_p : Resistencia de punta [KN]
 f : Resistencia unitaria de fricción de piel [KPa]
 A_s : Área de la superficie del manto [m²]
 α : Factor adimensional ($\alpha \leq 1$)
 c : Resistencia al corte del suelo no drenado [KPa]
 q : Resistencia unitaria de carga en la punta [KPa]
 A_p : Área bruta de la punta [m²]
 $p_o = \sigma'_v$: Esfuerzo vertical efectiva puntual [KPa]

(a) Ecuación de norma API.

$$(b) \quad Q_h + W' = Q_p + Q_f \quad (3.1-b)$$

donde: $Q_p = q_{up} \cdot A_p$
 $Q_f = \int_0^{L_p} \tau_f \cdot C_p \cdot dz_s$

Q_h : Carga vertical aplicada en la cabeza [KN]
 W' : Peso efectivo del pilote [KN]
 Q_p : parte de la carga que soporta la punta [KN]
 Q_f : parte de la carga que soporta el fuste [KN]
 q_{up} : Resistencia unitaria por la punta [KPa]
 A_p : Área de la punta [m²]
 τ_f : Resistencia unitaria por el fuste [KPa]
 C_p : Perímetro de la sección transversal [m]
 L_p : Longitud del pilote en el terreno (ficha) [m]
 dz_s : Profundidad a partir de la superficie del suelo

(b) Ecuación de la ROM.

La ROM se enfoca en estimar los factores de resistencia unitaria por la punta (q_{up}) y de resistencia unitaria por el fuste (τ_f) mediante fórmulas estáticas con datos de ensayos de campo (como los que entrega el SPT ó el Penetrómetro Estático) y otras fórmulas analíticas. Por su parte, la norma API RP-2A-WSD entrega ciertas ecuaciones para calcular los factores de resistencia unitaria de fricción de piel del manto (f) y de resistencia unitaria de carga en la punta (q), en las cuales se requieren saber ciertos parámetros del suelo, pero además entrega ciertos valores límites de esos parámetros, muy útiles a modo de guía y referencia, dispuestos en una tabla basada en información confiable, obtenida de muchas experiencias y pruebas de calidad hechas *in situ* a variados tipos de suelos. Por este motivo, se optó por aplicar más adelante las ecuaciones de la norma API, en el desarrollo de la ingeniería de detalles del presente trabajo.

Tabla 3.1 - Parámetros recomendados por API para estimar la capacidad de pilotes en suelos no cohesivos.

Densidad	Descripción del Suelo	Angulo de Fricción Suelo-Pilote δ (grados)	Valores Limitantes de Fricción Unitaria (tf/m^2)	N^*_{60}	Valores Limitantes de Resistencia Unitaria de Punta (tf/m^2)
Muy Suelta	Arena	15	4.9	8	195
Suelta	Arena-Limo*				
Media	Limo				
Suelta	Arena	20	6.8	12	293
Media	Arena-Limo*				
Compacta	Limo				
Media	Arena	25	8.3	20	488
Compacta	Arena-Limo*				
Compacta	Arena	30	9.8	40	976
Muy Compacta	Arena-Limo*				
Compacta	Grava	35	11.7	50	1221
Muy Compacta	Arena				

* En arena-limo están incluidos aquellos suelos que contienen porciones significativas de ambos materiales, arena y limo. En general los valores de resistencia se incrementan con el aumento de la porción de arena y se disminuyen con el aumento de la porción de limo.

Nota: API RP 2A recomienda que los parámetros señalados en la lista superior sean solamente utilizados como guía. En el caso que haya información detallada, como pruebas estáticas de penetración, pruebas de resistencia con muestras de alta calidad, pruebas en modelos reducidos o mediciones de la resistencia dinámica al hincado, podrán justificarse otros valores.

En Chile, la experiencia de los ingenieros en este tema de la capacidad de soporte de los pilotes, sugiere la utilización de factores de seguridad mínimos acorde con la magnitud de las cargas que éstos reciben y con el nivel de conocimiento que se tiene del suelo de fundación. Es así como se recomiendan los siguientes factores de seguridad para pilotes hincados:

- Cargas Estáticas; $F_s = 2.5$ a 3.0
- Cargas Sísmicas; $F_s = 1.5$ a 2.5



Formulación de Diseño	$F_s \cdot P \leq Q_f + Q_p$ [T]	(3.2)
------------------------------	----------------------------------	-------

A medida que aumenta el factor de seguridad, debe aumentar la longitud y/o diámetro del pilote, para transferir al suelo la sollicitación última mayorada del pilote, y se requerirá también de martinets con mayor energía de hincado.

• Reacción del Suelo para Pilotes Cargados Axialmente

Los suelos de un proyecto cuyas fundaciones están compuestas por pilotes y la determinación de las deformaciones axiales bajo cargas de trabajo, se basan en modelos simplificados de interacción, que interpretan y representan conceptualmente la reacción del suelo y la transferencia de carga axial, como resortes no lineales $t-z$ y $Q-z$.

El pilote de fundación debe ser diseñado para resistir las cargas axiales estáticas y cíclicas. La resistencia axial del suelo es proporcionada por una combinación entre la adherencia axial suelo-pilote o transferencia de carga a lo largo de los lados del pilote (manto) y la resistencia en la punta. La relación trazada entre la transferencia de corte del manto (t) en el sistema suelo-pilote y la correspondiente deformación local a cualquier profundidad es descrita o representada usando una curva $t-z$. De manera similar, la relación entre la resistencia en la punta del pilote (Q) y la deformación axial en ese extremo es descrita o representada usando una curva $Q-z$.

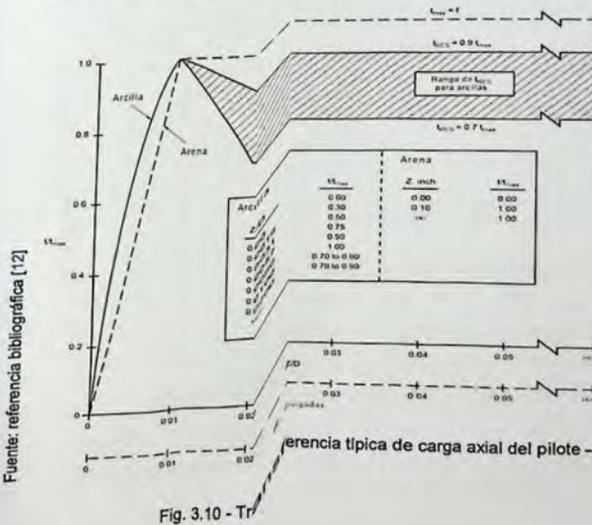


Fuente propia

Fig. 3.9 - Modelo de sistema suelo-pilote con resortes $t-z$ y $Q-z$

Curvas ($t-z$) de Transferencia de Carga Axial en el Fuste

Existen varios métodos empíricos y teóricos para desarrollar las curvas ($t-z$) de transferencia de carga axial y desplazamiento de pilotes. La norma API menciona algunos estudios y métodos desarrollados respecto al tema, y en ausencia de más criterios definitivos, resume la transferencia al suelo de la carga axial de los pilotes en las siguientes curvas $t-z$, recomendadas para suelos no carbonatados, en el siguiente gráfico.



donde:

z : deformación local del pilote [mm]

D : diámetro del pilote [mm]

t : adherencia y/o transferencia de corte entre suelo y pilote [KPa]

$t_{m\acute{a}x}$: adherencia máxima en el sistema suelo-pilote, o capacidad unitaria límite calculada de fricción de piel (f) [KPa], de acuerdo a Tabla 3.1 (que entrega y recomienda la API)

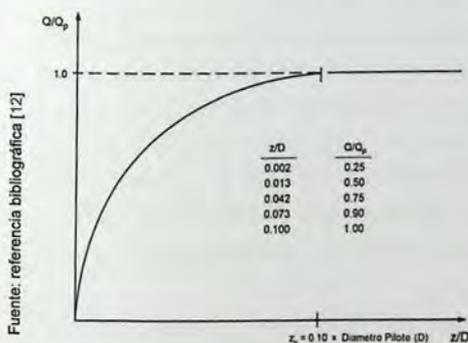
Fig. 3.10 - Tr

Las curvas de transferencia de carga del fuste (t - z) recomendadas para arenas y arcillas son las mismas para cargas de compresión y de tracción. La curva para arcillas presentada en la Fig. 3.9, también es aplicable a arcillas de origen predominantemente carbonáceo. Un material que tiene del 10 al 15 por ciento de material soluble se considera que es material calcáreo, mientras que un material soluble mayor al 50 por ciento es considerado como un material carbonáceo.¹⁴ Un suelo es clasificado como silíceo-carbonáceo y como carbonáceo, cuando el contenido de carbonato está entre el 50 y 90 por ciento y es mayor al 90 por ciento, respectivamente.

Con base a la información disponible de pruebas de carga, la relación de adherencia residual ($t_{\text{máx}}/t_{\text{RES}}$) en suelos cohesivos es generalmente entre 0.7 y 0.9, y dependen de factores tales como comportamiento esfuerzo-deformación, historia de esfuerzos, método de instalación del pilote, y secuencia de carga del pilote. Para arenas y limos que tienen un origen predominantemente carbonáceo existe evidencia de ablandamiento quebradizo con valores de resistencia unitaria de fricción residual entre 45 y 73 por ciento.

Curva (Q-z) de Desplazamiento por Carga Axial en la Punta

Paralelamente al análisis del desplazamiento por carga en el apoyo axial proporcionado por el suelo a lo largo del fuste del pilote, se debe hacer el correspondiente análisis de desplazamiento por carga axial para estudiar de comportamiento del pilote en su extremo enterrado. Para este fin se utiliza la curva de transferencia de carga axial (Q-z) para modelar el desplazamiento de la punta con respecto a la carga en dicho extremo.



donde:

z : deformación en la punta del pilote [mm]

D : diámetro del pilote [mm]

Q : capacidad de carga en el extremo entre suelo y pilote [KN]

Q_p : capacidad total (Q) en la punta [KN], calculada de acuerdo a la formulación básica.

Fig. 3.11 - Carga de punta del pilote – curva de desplazamiento Q-z

Movimientos axiales relativamente grandes pueden ser necesarios para movilizar la totalidad de la resistencia de carga de punta. Se asume que la resistencia de punta o carga de punta, aumenta con el desplazamiento del extremo del pilote. Para arenas silíceas y arcillas

¹⁴ Un material considerado calcáreo tiene entre un 10 % y un 15 % de Carbonato de Calcio (CaCO_3)
Un material considerado carbonáceo debe tener más del 50% de Carbonato de Calcio (CaCO_3)

silíceas y carbonáceas, se requieren grandes desplazamientos de la punta del pilote (de hasta 10 por ciento del diámetro del pilote) para movilizar la totalidad de la resistencia de punta. Para los casos de arenas y limos predominantemente carbonáceos, se requiere hasta tres veces el desplazamiento de la punta para movilizar la totalidad de la resistencia de punta.

Ahora bien, para los pilotes tubulares hincados de punta abierta, se ha de suponer una resistencia de punta equivalente, ya que en este caso la resistencia de punta se limita a la resistencia de fricción del eventual tapón de suelo que se desarrolla dentro del pilote. La resistencia de fricción total en el interior del pilote se supone que es igual a la resistencia de fricción total en el exterior del pilote. Las suposiciones de este análisis no afectan la resistencia unitaria de punta debajo del nivel donde el pilote se tapona (donde la resistencia unitaria equivalente de punta es igual a la resistencia unitaria de punta). Por encima de este nivel, la resistencia unitaria de punta se limita a la resistencia de fricción del tapón del suelo.

3.1.5.2 Capacidad de Carga Lateral

Antes de proceder a cualquier diseño y análisis de los pilotes se debe tener presente una consideración importante que dice relación con la distancia entre pilotes y la presunta acción o respuesta en grupo de ellos ante sollicitaciones laterales. Como premisa de diseño se debe tener muy claro si cada pilote actúa en forma individual ó en conjunto, saber si hay o no hay reacción como un grupo, ya que las condiciones de resistencia lateral son distintas en comparación a la respuesta del muelle cuando cada pilote actúa en forma individual. Se sabe que en un grupo de pilotes la capacidad de soporte lateral ha de calcularse considerando un pilote equivalente que reúne la respuesta en conjunto del grupo, y esta capacidad lateral equivalente es menor que la suma de las capacidades de soporte lateral individuales de cada uno los pilotes. Según la normativa japonesa [13], en su Parte V sobre Fundaciones (sección 4.3.5) se indica que cuando la distancia entre pilotes excede ciertos valores indicados (ver tabla 3.2), se puede ignorar — o no aplica — el efecto de grupo en la capacidad de carga lateral del pilote individual. En la tabla 3.2, la orientación transversal mencionada, se refiere a la dirección perpendicular en relación a la carga externa, y por otra parte, la orientación longitudinal se refiere a la misma dirección en que presenta la carga externa.

Tabla 3.2 - Separación mínima entre pilotes para desarrollar capacidad de carga lateral de pilotes individuales.

Tipo de suelo	Orientación	Separación mínima entre pilotes, S_{min}
Suelo Arenoso	Transversal	1.5 veces del diámetro del pilote
	Longitudinal	2.5 veces del diámetro del pilote
Suelo Cohesivo	Transversal	3.0 veces del diámetro del pilote
	Longitudinal	4.0 veces del diámetro del pilote

Según la geometría del muelle de análisis, la menor distancia entre pilotes es de 5 [m], y suponiendo el caso más desfavorable de la tabla anterior para que no se presente el efecto de grupo entre los pilotes, éstos debieran tener un diámetro menor a 1.25 [m]. Los pilotes de la estructura en estudio poseen diámetros menores a éste último, o mejor dicho, la separación entre pilotes supera ampliamente la separación mínima necesaria para ignorar la capacidad de carga lateral en forma grupal de los pilotes, por tanto éstos se analizan en forma individual.

Cada pilote individual de fundación del muelle debe ser diseñado para aguantar las cargas laterales, ya sean estáticas o cíclicas, y adicionalmente, se deben considerar los casos de sobrecarga en los cuales el diseño para las cargas laterales es aumentado por un apropiado factor de seguridad. El ingeniero debe asegurarse que todo el sistema de fundaciones no fallará bajo las condiciones de sobrecargas.

La resistencia lateral del suelo cerca de la superficie se considera importante para el diseño del pilote, y deben ser considerados los efectos de socavación y perturbación del suelo durante el hincado e instalación del pilote [12].

• Reacción del Suelo para Pilotes Cargados Lateralmente

Generalmente, los suelos arcillosos sometidos a carga lateral se comportan como un material plástico, de tal forma que se hace necesario relacionar la deformación del sistema suelo-pilote a la resistencia misma del suelo. Para facilitar este procedimiento, se requiere graficar curvas que relacionan la resistencia lateral del suelo debido a las cargas y su correspondiente desplazamiento lateral, las cuales deben ser construidas usando datos de fuerza-tensión obtenidos de muestras de suelo en laboratorios. Mediante pruebas se puede obtener el grupo compatible de valores de carga-deformación necesarios para graficar el comportamiento del suelo ante dichas cargas laterales.

Ahora bien, los primeros modelos de análisis de la interacción suelo-pilote, simplificaban el sistema considerando el pilote apoyado sobre resortes, asumiendo una respuesta elástica del suelo, idea que dio origen al modelo de constante de balasto, también conocido como el Modelo de Winkler. Para efectos prácticos, esta modelación es bastante adecuada, siempre y cuando se seleccione adecuadamente la constante de balasto y su variación a lo largo del fuste del pilote. Posteriormente, en los años 70's se desarrollaron las denominadas curvas $p-y$, suponiendo un paso adelante en el análisis de pilotes, dado que incluían una respuesta no lineal del suelo, e incluían de forma muy sencilla la respuesta límite como la rotura. Estos modelos más avanzados que se basan en el modelo de Winkler utilizando resortes del suelo no lineales, son conocidos como las curvas $p-y$ (Fig. 3.12).

Las curvas $p-y$ son un modelo para evaluar la respuesta de los pilotes ante esfuerzos laterales, estableciendo una relación entre la carga

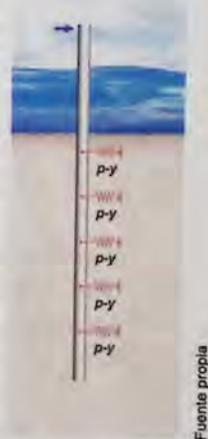


Fig. 3.12 - Modelo de sistema suelo-pilote con resortes $p-y$

por unidad de longitud del pilote (p) que se ejerce en el suelo cuando éste se deforma lateralmente un desplazamiento (y).

Existe una gran diversidad de tipos de curvas p - y para arenas, arcillas duras, arcillas blandas, limos, rocas, etc. en condiciones dinámicas o estáticas. Los métodos de estas curvas se han obtenido a partir de ensayos reales, así pues pueden clasificarse como métodos semi-empíricos.

Curvas (p - y) de Desplazamiento por Carga Lateral para Arcillas Blandas

Para materiales arcillosos blandos la norma API establece que para cargas laterales estáticas, la capacidad de carga última del suelo (p_u) está entre los valores de $8c$ y $12c$, excepto en profundidades bajas (cerca de la superficie) donde la falla ocurre en forma diferente debido a la mínima presión de sobrecarga. Por su parte, se sabe que las cargas cíclicas causan un deterioro en la capacidad lateral del suelo inferior a la de las cargas estáticas.

Ante la ausencia de más criterios definitivos, API recomienda lo siguiente:

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D} \quad (3.3-a)$$

$$3c \leq p_u < 9c \quad \text{para } 0 \leq X < X_R$$

$$p_u = 9c \quad \text{para } X \geq X_R \quad (3.3-b)$$

Tabla 3.3 - Curvas p - y para casos de:
(a) cargas estáticas de corto tiempo
(b) equilibrio alcanzado en cargas cíclicas

$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3}$	(a)		(b)	
	p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
	0.00	0.0	0.00	0.0
	0.50	1.0	0.50	1.0
	0.72	3.0	0.72	3.0
(3.4)	1.00	8.0	0.72	X/X_R
	1.00	∞	0.72	X/X_R

donde:

p_u : Resistencia máxima del suelo [KPa]

c : Resistencia cortante no drenada para muestras de arcilla no alteradas [KPa]

D : Diámetro del pilote [mm]

γ : Peso unitario efectivo del suelo [MN/m³]

J : Constante empírica adimensional con valores en un rango de 0.25 a 0.5, obtenidos de pruebas de campo.

X : Profundidad bajo la superficie del suelo marino [mm]

X_R : Profundidad bajo la superficie del suelo marino hasta el fondo de la zona que define la reducción de resistencia [mm]. Para una condición de resistencia constante las ecuaciones para p_u se igualan y se tiene:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

Cuando la resistencia varía con la profundidad, se grafican las ecuaciones en un gráfico p_u vs X , y el primer punto de intersección es tomado como valor de X_R . El valor mínimo de X_R es cercano a $2.5 D$.

p : Resistencia actual del suelo [KPa]

y : Desplazamiento lateral actual [mm]

$y_c = 2.5 \epsilon_c D$ [mm] Es la tensión cuando ocurre la mitad del máximo esfuerzo de compresión no drenado.

$\epsilon_c = 0.01$ y 0.02 para arcillas duras y blandas.

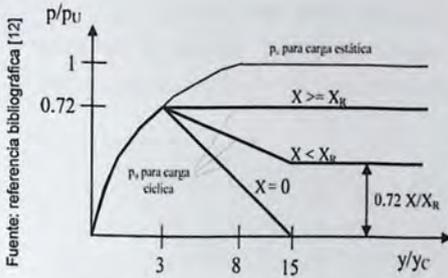


Fig. 3.13 - Curvas p - y para arcillas blandas.

Se recomienda que estas relaciones empíricas acerca de la capacidad lateral del suelo y la confección de las curvas p - y , no se pueden aplicar donde las variaciones de fuerzas son notoriamente erráticas. Como no existen nuevos criterios para graficar el comportamiento de estas arcillas, API recomienda consultar y/o estudiar ciertas publicaciones bien detalladas sobre las curvas p - y .¹⁵

Curvas (p - y) de Desplazamiento por Carga Lateral para Arcillas Duras

Para materiales arcillosos duros ($c > 96$ kPa) la norma API establece que para cargas laterales estáticas, la capacidad de carga última del suelo (p_u) varía entre los valores de $8 \cdot c$ y $12 \cdot c$. Debido al rápido deterioro bajo cargas cíclicas, la resistencia máxima será reducida a un valor considerablemente menor, y debe ser considerada en el diseño.

Mientras que las arcillas duras también tienen relaciones no lineales de esfuerzo-deformación, éstas son generalmente más quebradizas que las arcillas blandas. En el desarrollo de las curvas esfuerzo-deformación y subsiguientes curvas p - y para cargas cíclicas, el buen juicio hace reflexionar sobre el rápido deterioro de la capacidad de carga para arcillas duras con grandes deformaciones.

Curvas (p - y) de Desplazamiento por Carga Lateral para Arenas

La capacidad de carga lateral máxima (p_u) para arenas, la norma API presenta variaciones en un rango que está definido por dos expresiones, una para arenas superficiales (p_{us}) y otra para arenas profundas (p_{ud}).

$$p_{us} = (C_1 \cdot H + C_2 \cdot D) \cdot \gamma \cdot H \quad (3.5-a)$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot H \quad (3.5-b)$$

donde:

p_u : Resistencia máxima del suelo [KN/m]

γ : Peso unitario efectivo del suelo [KN/m³]

H : Profundidad [m]

C_1, C_2, C_3 : Coeficientes determinados en Fig. 3.12

Φ' : Angulo de fricción interna de la arena [°]

D : Diámetro del pilote [m]

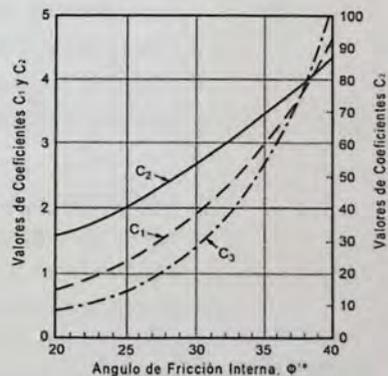


Fig. 3.14 - Coeficientes en función de ϕ'

¹⁵ OTC 1204, *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. H. Matlock. Abril de 1970.
 OTC 2312, *Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay*. L.C. Reese y W.R. Cox. Abril de 1975.

Las relaciones de resistencia-deformación laterales del suelo arenoso, también son relaciones no lineales, y ante la ausencia de más información definitiva, API recomienda confeccionar las curvas $p-y$ a cualquier profundidad, con la siguiente expresión.

$$P = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot H}{A \cdot p_u} \cdot y\right) \quad (3.6)$$

donde:

A : Factor para condiciones de cargas estáticas ó cíclicas. Evaluado por:

$A = 0.9$ para cargas cíclicas

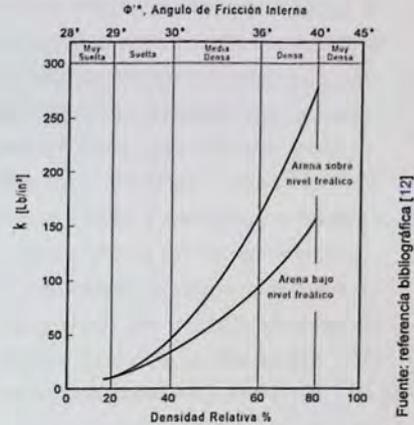
$A = (3 - 0.8 \cdot H/D)$ para cargas estáticas

p_u : Resistencia máxima del suelo [KN/m]

k : Módulo inicial de balasto [KN/m³] que se determina de la Fig 3.13 como función del ángulo de fricción interna, ϕ° .

H : Profundidad [m]

y : Deformación lateral [m]



Fuente: referencia bibliográfica [12]

Fig. 3.15 - Coeficiente k en función de ϕ° y la densidad relativa, %

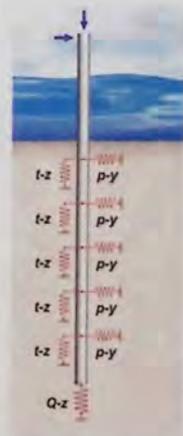
3.1.5.3 Capacidad de Carga Total

Para efectos del desarrollo de modelo del sistema suelo-pilote, es necesario conocer sus resistencias axial y lateral, por lo cual es relevante obtener los parámetros de suelo que permitirán modelarlo como resortes mediante el procedimiento indicado en la norma API RP-2A-WSD.

Para establecer las constantes de los resortes equivalentes del suelo que representan la rigidez del suelo, considerando la geometría y las características del suelo subyacente, se desarrollará un modelo de resistencia axial en base a curvas $t-z$ y $Q-z$, y de resistencia lateral en base a curvas $p-y$, como las vistas anteriormente.

En el modelado de la respuesta de los pilotes ante carga lateral, Los sistemas suelo-pilote suelen representarse mediante resortes que sirven de interfaz entre pilote y el suelo que lo embebe, los cuales transmiten las cargas y deformaciones que se presentan en el sistema debido a las solicitaciones verticales y horizontales (Fig. 3.16).

Cabe mencionar que otro método que suele ser usado, es el método de elementos finitos es usado para resolver las ecuaciones diferenciales que rigen la deformación en la viga (elástica) de fundación.



Fuente propia

Fig. 3.16 - Modelo general de sistema suelo-pilote con resortes axiales $t-z$, $Q-z$ y laterales $p-y$

3.1.6 Resistencia Estructural de los Pilotes

Los pilotes de un muelle se deben diseñar de manera que tengan capacidades de carga y resistencias estructurales adecuadas, asentamientos tolerables y desplazamientos laterales tolerables. La capacidad de carga de los pilotes se debería determinar mediante métodos de análisis en base a la interacción suelo-pilote, ensayos de carga, el uso un analizador durante el hincado de los pilotes y/u otra técnica de medición de onda de tensión (con algún programa especializado). La resistencia de los pilotes se debe determinar mediante una adecuada combinación de estudios de suelo, ensayos en laboratorio y/o *in situ*, métodos analíticos, ensayos de carga y análisis del historial de comportamientos anteriores. También se debe considerar otros factores secundarios tales como la diferencia entre la resistencia de un pilote individual y la de un grupo de pilotes, los efectos del hincado sobre las estructuras adyacentes, la posibilidad de socavación y sus consecuencias, y la transmisión de esfuerzos del suelo al consolidarse, como por ejemplo la fricción negativa. En general, una pequeña diferencia de asentamientos produce una situación de rozamiento negativo, pero para efectos de este TDT, estos factores secundarios se desprecian y se consideran solo los grandes esfuerzos.

Las distintas sollicitaciones y grandes esfuerzos a las que está sometido un pilote, pueden provocar un agotamiento de la capacidad estructural de su sección resistente. En general, los esfuerzos en los pilotes son definidos por variaciones de los valores correspondientes de esfuerzos axiales, de corte y momentos flectores a lo largo de su eje. Al igual que cualquier otro elemento estructural se debe comprobar, a lo largo de todo el pilote, que la capacidad resistente comparada con los esfuerzos estimados conduzca a los mismos niveles de seguridad que se requieren en todos los elementos estructurales para el proyecto que se está desarrollando.

En la parte libre de los pilotes, esto es, la parte superior que está sobre el nivel del fondo marino (H_f), se deben comprobar la compresión, la flexión y el pandeo con modelos que simulen su fijación e interacción con el terreno mediante los resortes que representan la rigidez del suelo mencionados anteriormente.

Los pilotes libres en su parte superior y/o que atraviesan una masa de agua se deberán suponer empotrados a una cierta profundidad debajo del nivel del terreno. La estabilidad de pandeo se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para elementos comprimidos, usando una longitud de pilote equivalente (L_E) igual a la longitud libre sin apoyo lateral, más una longitud embebida en el suelo hasta un punto de empotramiento virtual, donde se asume que el pilote ya no sufre deformación (Fig. 3.17). Esta longitud o profundidad (H_e) desde la superficie del lecho marino hasta este punto de empotramiento virtual se puede estimar con las siguientes expresiones:

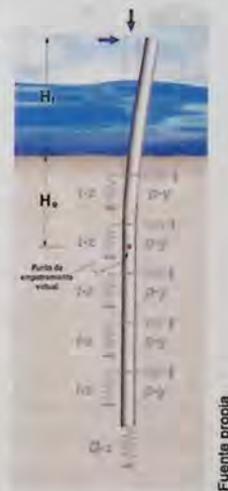


Fig. 3.17 - Profundidad donde se encuentra el punto de empotramiento virtual del pilote.

$$H_e = 1.4 \cdot \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad \text{para arcillas} \quad (3.7-a) \quad \text{donde:}$$

$$E_s = 67 \cdot c$$

E_p : Módulo de elasticidad del pilote [MPa]

I_p : Momento de inercia del pilote [mm^4]

E_s : Módulo del suelo para arcillas [MPa]

c : Resistencia al corte no drenada para arcillas [MPa]

n_h : Tasa de incremento del módulo del suelo

[MPa/mm] en función de la profundidad para las arenas, según Tabla 3.4

$$H_e = 1.8 \cdot \left(\frac{E_p \cdot I_p}{n_h} \right)^{0.2} \quad \text{para arenas} \quad (3.7-b)$$

consistencia	n_h [MPa/mm]
suelta	0.0047
media	0.013
densa	0.031

Tabla 3.4 - Tasa de incremento del módulo del suelo, para arena sumergida, en función de la profundidad.

Este procedimiento se tomó de las especificaciones AASHTO [14] para el diseño de puentes. En las dos ecuaciones se asume que la condición de carga es exclusivamente de carga axial y también se asume que los pilotes están empotrados en sus extremos. Debido a que las ecuaciones calculan la profundidad hasta el empotramiento virtual a partir de la superficie del terreno, el ingeniero deberá determinar las condiciones de borde en la parte superior del pilote a fin de determinar su longitud equivalente. La experiencia chilena asume que esta profundidad hasta el punto de empotramiento virtual es mayor de 3 metros en suelos blandos y menor a 3 metros en suelos más rígidos.¹⁶ Cuando no se conocen muy bien las características del suelo, no es descabellado asumir — según la experiencia de los ingenieros chilenos — un valor medio de 3 metros para definir esta profundidad de empotramiento.

Además de los criterios de pandeo y de flexo-compresión para el diseño estructural de los pilotes y la evaluación de su capacidad resistente mediante un modelo de análisis, se considera otro criterio para determinar sus secciones resistentes, criterio que tiene relación con el factor de utilización (FU) de cada pilote y el concepto de sobrespesor (se), concepto que sirve para definir el espesor remanente de estos elementos estructurales. Para este propósito se ha de establecer un valor referencial y se debe comprobar que el dicho espesor remanente sea menor que este valor establecido. Este sobrespesor (se) se calcula de la siguiente manera:

$$se = (1-FU) \cdot e \quad (3.8)$$

donde:

FU : Factor de Utilización del pilote. Siempre se debe cumplir que $FU < 1$.

e : Espesor real del pilote [mm]

El factor de utilización se obtiene de los datos que entrega el programa de modelación, y corresponde a la relación de demanda/capacidad de cada pilote en la interacción de fuerza axial y momentos flectores (PMM). Ya que la demanda (o resistencia requerida) debe ser siempre menor a la capacidad del elemento (o resistencia de diseño), este coeficiente debe ser siempre menor a 1. Vale decir, que con este factor de utilización se expresa que tan solicitados están los pilotes con relación a las resistencias de diseño y en qué porcentaje está trabajando.

¹⁶ *Apuntes de Asignatura Diseño y Construcción de Obras Marítimas*, en Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso, asignatura a cargo del ingeniero civil Luis Arancibia (Ingeniero de PORTVS S.A.). 2013.

3.2 Desarrollo de Modelos

Con el fin de desarrollar este trabajo académico de manera más eficiente, ágil y precisa, se ha elegido el programa computacional SAP2000 v17.1.1. Este software es una adecuada y potente herramienta de cálculo, especial para desarrollar modelos tridimensionales, realizar diseños y análisis estructurales de proyectos basándose en el método de elementos finitos, y es muy apropiado para presentar la idealización matemática del muelle y sus tres modalidades de diseño sísmico. A continuación se definen los aspectos más relevantes de los modelos.

3.2.3 Materialidad

Se definen las características de los materiales a usar en el muelle en estudio y sus tres soluciones sísmicas, determinando los valores característicos para una correcta modelación y análisis de la estructura.

• Hormigón H-30

Resistencia cilíndrica, f_c'	: 250 [Kgf/cm ²]
Peso por unidad de volumen, γ	: 0,0025 [Kgf/cm ³]
Módulo de elasticidad, E	: 237171 [Kgf/cm ²]
Coefficiente de Poisson, ν	: 0,2
Coefficiente expansión térmica, A	: $9,9 \cdot 10^{-6}$ [1/°C]

Es importante destacar que el hormigón que se utiliza en ambientes marítimos tiene una diferencia con el hormigón utilizado en tierra firme, ya que no sólo debe tener una capacidad resistente específica apropiada al tipo de estructura, además requiere tener una alta durabilidad y baja permeabilidad, agregados duraderos y un tipo de cemento adecuado para las adversas y agresivas condiciones impuestas por el agua de mar.

• Acero Estructural A345ES

Resistencia de Fluencia, f_y	: 3450 [Kgf/cm ²]
Peso por unidad de volumen, γ	: 0,00785 [Kgf/cm ³]
Módulo de elasticidad, E	: 2100000 [Kgf/cm ²]
Coefficiente de Poisson, ν	: 0,3
Coefficiente expansión térmica, A	: $1,17 \cdot 10^{-5}$ [1/°C]

También es importante destacar que la calidad del acero corresponde al acero nacional que recomienda la DOP para pilotes tubulares en su guía para obras marítimas [5], en la Tabla 2.8.2-4. Si se quiere usar algún acero importado como alternativa, existen los aceros con características similares como el ASTM A-252-98 (grado 3) que recomienda la normativa norteamericana, ó el JIS-G-3444 (STK 490) que recomienda la normativa japonesa.

3.2.4 Elementos Estructurales

Se definen las características de los elementos resistentes que conforman la estructura del muelle de análisis.

- **Losas**

Las losas que constituyen la plataforma superior del muelle son de hormigón armado y tienen un espesor de 0,3 [m]. Prácticamente la mayoría de ellas tienen una relación ancho/largo igual a 1/2 y un área máxima de 50 [m²]. En los modelos, sus correctas representaciones se logra con la definición de elementos tipo *shell (thin)*, discretizados en mallas de varios elementos finitos mas pequeños de 1 [m²], cuya finalidad es entregar la compatibilidad de deformaciones y descargas que, en la práctica, se produce con la presencia de este tipo de elemento estructural.

- **Vigas**

Todas las vigas del muelle son de 0,6 [m] de ancho por 1,5 [m] de alto, y constituyen un entramado ortogonal bajo la plataforma superior, siendo elementos resistentes de hormigón armado que reciben las cargas gravitacionales de las losas y todos los contenidos sobre ellas. Las luces mas largas son de 10 [m] y corresponden a las vigas longitudinales del muelle, en cambio las vigas transversales tienen luces de 5 [m]. En los modelos, todas estas vigas se representan con elementos tipo *frame*, con un factor modificador constante torsional igual a cero para no considerar la torsión en ellas.

- **Faldón**

El faldón está conformado por una gran viga perimetral del muelle, de 0,3 [m] de ancho por 2 [m] de alto, y no constituye un elemento primario de resistencia, si no mas bien un elemento secundario cuya función principal es rigidizar todo el borde del tablero superior del muelle y dar protección a la estructura contra los posibles impactos de las naves. También se representa como un elemento tipo *frame* en los modelos, pero solo aportando un considerable peso propio a la estructura.

- **Pilotes**

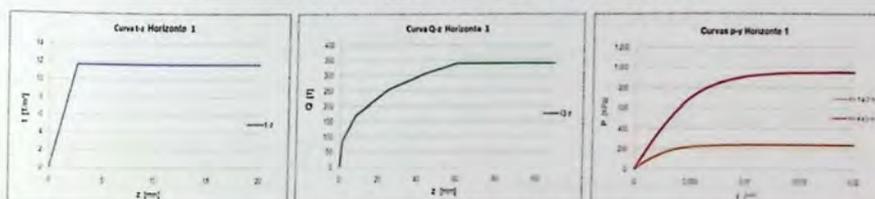
Todos los pilotes del muelle son de acero, actuando como columnas que sostienen la superestructura y como fundaciones profundas que le dan sustentación y transmiten las cargas al suelo marino. Se distinguen dos tipos de pilotes que varían en diámetro en virtud de su orientación y función, vale decir, los pilotes verticales tienen un diámetro de Ø 22" y los pilotes inclinados tienen un diámetro de Ø 25", ambos con un espesor de $e = 25,4$ [mm]. Todos ellos se representan como un elemento tipo *frame* en los modelos, y dependiendo de la solución sísmica que se analiza (tradicional, con AMS, ó con aislación), tienen variaciones de ubicación y/o distribución bajo la plataforma de la superestructura.

• Suelo Marino

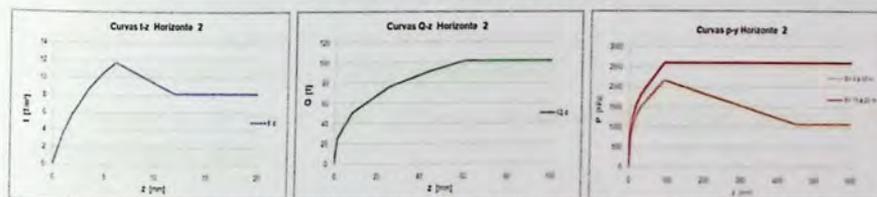
No es un elemento estructural del muelle propiamente tal, pero si se considera como un elemento fundamental que conforma el sistema de interacción suelo-pilote, cuya rigidez axial y lateral debe ser modelada para representar, lo mas fielmente posible, un estimado comportamiento real este sistema de fundaciones profundas. Como se vió anteriormente, se puede representar mediante resortes no lineales que emulan su rigidez a distintas profundidades, por lo cual se debe modelar como una serie de elementos tipo *joint spring* a lo largo de los 50 [m] longitud de la ficha de cada pilote que resiste la superestructura del muelle.

En conformidad con la calidad del suelo presentada en el ítem 3.1.3 y con la capacidad del sistema suelo-pilote descrita detalladamente en el ítem 3.1.5 se desarrollaron las curvas de interacción axial por fuste ($t-z$), de interacción axial en la punta ($Q-z$) y las curvas de interacción lateral ($p-y$), para representar los distintos estratos de suelo y así modelar sus correspondientes rigideces mediante resortes. En el caso de las curvas $p-y$, se graficaron curvas por cada 1 [m] de profundidad bajo el nivel del lecho marino, para luego sacar un promedio para ciertos rangos de donde las curvas son muy similares, y así simplificar el modelo. Estas curvas son:

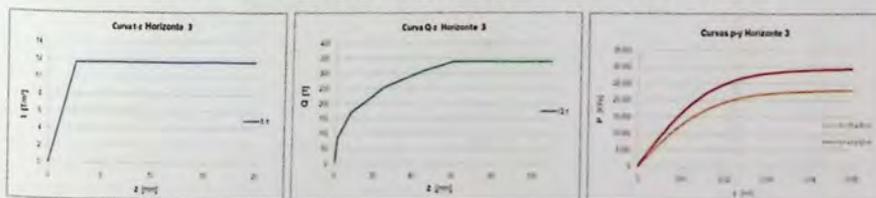
Horizonte 1. Arena fangosa a muy fangosa, fina y muy densa



Horizonte 2. Arcilla arenosa, dura y densa.



Horizonte 3. Maicillo. Arena gruesa a grava, ligeramente arcillosa y muy densa

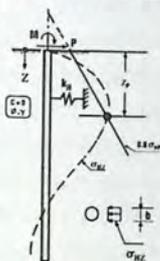


Fuente propia

Fig. 3.18 - Curvas representativas de las rigideces de los horizontes, para modelar el suelo mediante resortes.

Las constantes de los resortes del modelo se deben estimar mediante un proceso iterativo, en el cual se establecen valores iniciales de dichos *joint springs*, y con ellos obtener las magnitudes de las deformaciones en el muelle modelado que luego se deben verificar para que estén acorde a las curvas anteriores. Cabe señalar que, en la práctica, los ingenieros chilenos asumen que los pilotes estarán enterrados a una profundidad tal que el nivel de rechazo hace que las deformaciones de punta y fuste sean nulas, vale decir, modelan cada pilote con un elemento tipo *joint restraint* en la punta, que restringe todas las traslaciones y permite sólo las rotaciones, elemento que representa un apoyo simple. En la realidad, la mencionada profundidad de rechazo siempre es definida por los ensayos geotécnicos y por sobre todo mediante las pruebas de carga de pilotes hechas *in situ* para cada proyecto en particular. Por otra parte, para definir las constantes de los resortes laterales, los ingenieros marítimos nacionales comienzan a iterar con valores iniciales para resortes que se pueden obtener del Manual de Carreteras en el Volumen N° 3 [15], mediante las siguientes expresiones:

Fuente: referencia bibliográfica [15]



Arenas

$$K_H = 0.9 \cdot \frac{f_{eq}}{b} \cdot z \quad (3.9-a)$$

Arcillas

$$K_H = \frac{30 \cdot k_1}{1.5 \cdot b} \quad (3.9-b)$$

donde:

K_H : Constante de Balasto [Tf/m^3]

f_{eq} : Coeficiente para representar el incremento lineal que aplica con la profundidad al módulo de deformación del suelo [Tf/m^3].

b : Diámetro del pilote [m] (adimensional para arcillas)

z : Profundidad medida a partir de la superficie [m]

k_1 : Coeficiente de Balasto vertical [Tf/m^3], para estimar K_H según Terzaghi, $k_1 = 2E/b$ (E =módulo constante para las arcillas)

Fig. 3.19 - Variación lineal en profundidad del coeficiente de balasto horizontal del suelo según Manual de Carreteras, Vol 3.

Cabe hacer notar que — de acuerdo a muchos autores — el valor de K_H para las arcillas de la ecuación (3.9-b) no está en función de la profundidad, por lo cual se considera como un valor constante a lo largo de todo el estrato correspondiente.

Después de un corto proceso iterativo de obtuvieron los siguientes valores de las rigideces (K_H) de los *Springs*:

Tabla 3.5 - Valores de K_H a distintas profundidades de suelo

Estrato de suelo	Profundidad [m]	K_H [T/m]
Horizonte I	0 a 3	2600
	3 a 5	5900
Horizonte II	5 a 30	6700
Horizonte III	30 a 40	45700
	40 a 50	60000

Todos los pilotes llegan a una profundidad de 50 [m]

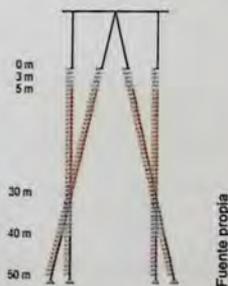


Fig. 3.20 - Vista de los Springs en las distintas profundidades

• Dispositivos Especiales

Corresponden a los elementos del muelle que actúan como sistemas de control pasivos de protección sísmica, vale decir, los aisladores elastoméricos y los AMS, elementos que dan origen a los dos modelos adicionales que representan las dos alternativas de solución sísmica. Cada uno de estos modelos adicionales tienen dispositivos diferentes y presentan ciertas variaciones específicas.

- AMS

El modelo físico de la estructura con AMS, es un sistema de dos grados de libertad tal como lo muestra la Fig. 3.21. Teóricamente, este modelo puede ser representado matemáticamente mediante la ecuación diferencial del movimiento.

Para el modelo con AMS, se utiliza el mismo modelo tradicional pero se introduce una barra con una masa concentrada en su extremo que actúe como péndulo invertido que presenta un comportamiento análogo a un AMS físico. Para esta barra se usa un elemento tipo *frame* vertical, empotrado en la base y en su nodo inferior libre se le asigna una cantidad de masa específica. Cuando se modela un edificio, por razones de peso y espacio, esta masa asignada al elemento *frame*, debe ser igual o cercana al 1% de la masa total de la estructura (esto es, $\mu = m_d/m = 0,01$). Pero en el modelo del muelle esta razón entre las masas (μ) puede ser mayor, ya que la estructura presenta las condiciones para eso. Según estudios e investigaciones, mientras mayor es la masa del AMS, mayor es su eficiencia [16]. El largo de este elementos tipo *Frame* es de 3 [m], y se debe definir o "sintonizar" con base al período de un modo en particular de la estructura, mediante el siguiente término:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m_d \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}} \quad (3.10)$$

donde:

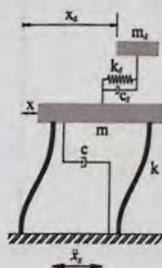
T : Período de la estructura que se obtiene del análisis modal, con el cual se quiere sintonizar el AMS [s]

m_d : masa del AMS [T^2/m]

L : Longitud del péndulo o AMS [m]

E : Módulo de elasticidad del elemento pendular [T/m^2]

I : Inercia del elemento pendular. Valor que se busca encontrar para luego definir el ancho de la barra de acero. [T/m^2]



Fuente: Internet

Fig. 3.21 - Modelo físico de una estructura con AMS



Fuente propia

Fig. 3.22 - Modelación de un AMS

La razón entre las masas (μ) se hará variar, y así se variará también el valor de la masa del AMS (m_d) y su inercia (I), para así dilucidar la influencia de la masa en la efectividad del AMS y en la reducción de la oscilación de la estructura ante un sismo.

- Aisladores

Para el modelo con aisladores elastoméricos, se modifica el modelo del muelle tradicional, de tal manera que cambian las condiciones y distribución de los pilotes bajo el tablero, donde ahora la resistencia lateral del sistema está formada por un grupo de 11 subestructuras de acero tipo mesas que están a una pequeña distancia de 0,3 [m] bajo la plataforma, que conforman pirámides truncadas, y en cada esquina de la meseta piramidal se ubican elementos tipo *Link - Rubber Isolator* que unen estas mesas con el tablero superior y creando una interface entre los pilotes y la superestructura. Los pilotes inclinados están conectados entre sí por esta meseta conformada por firmes vigas de acero para asegurar que esta subestructura sea lo suficientemente rígida, minimizar deformaciones laterales y mejorar la eficacia y/o eficiencia de los aisladores.



Fig. 3.23 - Vista de una mesa donde se ubican los aisladores

Fuente propia

Esta solución sísmica se basó en la experiencia chilena que se desarrolló para el muelle de Coronel el cual presenta este tipo de dispositivos y se mencionó anteriormente en el ítem que describe la problemática de este TDT. El grupo de las 11 mesas se complementan con pilotes verticales haciendo de la subestructura un sistema híbrido de pilotes cuidadosamente bien dispuestos para crear una solución sísmica especial.

Los aisladores representados por estos elementos tipo *Link - Rubber Isolator*, tienen una rigidez efectiva (*effective stiffness*) sólo en los grados de libertad traslacionales U1, U2 y U3. Esta rigidez se define extremadamente alta en el sentido vertical (grado de libertad U1 en eje local 1 de cada aislador) y dos rigideces efectivas iguales en los sentidos horizontales (en los grados de libertad U2 y U3 en ejes locales 2 y 3, respectivamente, de cada aislador) definidas por el valor de k [T/m] obtenido en la siguiente expresión, para un período establecido de la estructura de 3,5 [s] y dividida por el número de aisladores:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad (3.11) \quad \text{donde: } T : \text{Período de la estructura [s]} \quad T < 3,5 \text{ [s], según la NCh 2745}$$

$M : \text{Masa de la estructura [T s}^2\text{/m]}$

Se escoge un período menor a los 3,5 [s] ya que según indica la NCh 2745 [17], si la estructura aislada tiene un período efectivo $T_M > 3,5$ [s], entonces se deben realizar estudios especiales del lugar de emplazamiento, con el fin de elaborar un espectro de diseño específico del lugar para usar en el análisis dinámico de la estructura. Como en el presente TDT no se pretende hacer esto último, se estima la rigidez de los aisladores para un período fundamental de la estructura que evite crear dicho espectro específico.

El valor de la rigidez (k) obtenida con la ecuación (3.12), da una idea inicial del valor de rigidez efectiva que deben tener los aisladores. A lo largo del muelle modelado, y de acuerdo al valor de k estimado, se usaron tres distintas rigideces efectivas para los aisladores, definiendo

así tres tipos de aisladores que ubicados apropiadamente, evitan los efectos de torsión y hacen que la estructura tenga un comportamiento traslacional homogéneo de punta a cabo, ante las sollicitaciones laterales.

En un proceso iterativo se definió que los aisladores menos rígidos, con $k_1= 275$ [T/m], se ubicaron en la zona inicial del muelle donde hay menor concentración de mesas, las cuales tienen los pilotes más cortos y donde la rigidez de la estructura es mayor.

Por su parte, los aisladores con rigidez intermedia, de $k_2= 355$ [T/m], se ubicaron en la zona central del muelle donde las mesas tienen pilotes de largo más cercano al promedio.

Y por último, los aisladores más rígidos, con $k_3= 435$ [T/m], se ubicaron en la zona más profunda del muelle donde hay mayor concentración de mesas presentan, las cuales presentan pilotes más largos y donde la estructura es más esbelta y flexible.

Con estos valores de las distintas rigideces (k_i) estimadas de los tres tipos de aisladores, se obtiene un período fundamental final cercano a los 3,2 [s] y una diferencia de desplazamientos laterales casi nula entre ambos extremos del muelle.

En resumen, los dispositivos especiales — tanto aisladores como AMS — son modelados y calibrados cuidadosamente en la forma descrita anteriormente, para los dos modelos de análisis que representan las dos soluciones de protección sísmica propuestas para el muelle, pero basados en las características geométricas y estados de cargas que se definen comunmente para modelo de muelle tradicional.

3.2.5 Estados de Carga

Según la DOP, la experiencia chilena en este ámbito sugiere que se deben adoptar las cargas que la norma norteamericana UFC 4-152-01 [18] establece para todo tipo de obras de atraque, en especial para muelles transparentes:

- D : Carga Permanente
- Lu : Sobrecarga Viva (uniforme)
- Lu : Sobrecarga Viva (concentrada)
- I : Carga de Impacto
- B : Flotabilidad
- Be : Fuerza de Atraque
- E : Empuje del Suelo
- EQ : Carga Sísmica
- C : Carga de Corriente sobre la Estructura
- Cs : Carga de Corriente sobre el Buque
- W : Viento sobre la Estructura
- Ws : Viento sobre el Buque
- R : *Creep*
- S : Retracción
- T : Temperatura
- Ice : Hielo

Las cargas de Hielo, Temperatura, Retracción, *Creep*, Viento sobre la Estructura, Corriente sobre la Estructura, Empuje del Suelo, Flotabilidad, Impacto y Sobrecarga Viva (concentrada) no se consideran en el análisis del muelle de pilotes, ya sea porque de acuerdo a

su condición no aplican a este tipo de estructuras y/o porque algunas de ellas se desprecian por ser mucho menores comparadas con los estados de carga principales o más importantes.

Para efectos prácticos, las cargas que sí aplican al muelle de análisis del presente trabajo se agruparon en cinco categorías:

- Peso Propio (D)
- Sobrecargas de Uso (Lu)
- Cargas de Atraque (Be)
- Cargas de Amarre (Ws + Cs)
- Cargas Sísmicas (Eq)

• **Peso Propio (D)**

Corresponde al peso o carga muerta de todos los elementos resistentes que conforman la estructura. El programa SAP2000 asigna automáticamente el peso a todos los elementos modelados de acuerdo al peso por unidad de volumen que se define para cada material.

• **Sobrecargas de Uso (Lu)**

En este tipo de cargas se incluyen las sobrecargas uniformes de piso debido al tránsito y/o permanencia de personas y equipos, vehículos en operatividad, manipulación y almacenamiento temporal de materiales y cargamentos, y todo tipo de cargar que pueden ser variables en el tiempo como resultado de las operaciones portuarias.

La sobrecarga de losa para el caso estático es de $1 \text{ [T/m}^2\text{]}$, según lo estipulado por la DOP en su guía de diseño de obras marítimas [5] para sobrecargas de muelles, y para el caso sísmico se considera el 50% de la sobrecarga del caso estático, según la NCh 2369 of.2003 [2], vale decir, $0,5 \text{ [T/m}^2\text{]}$.

Las cargas producto del tráfico de vehículos y camiones se han adoptado en consideración de las recomendaciones de la norma AASHTO [14]. Los camiones de diseño son determinados en concordancia con las características de uso del muelle y sus operaciones.

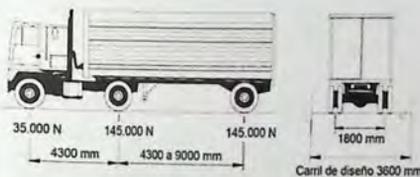


Fig. 3.24 - Camión de diseño según la norma AASHTO

Según esta normativa extranjera, en el ítem de carga del carril de diseño (ítem 3.6.1.2.4), la carga de este carril consistirá en $9,3 \text{ [N/mm]}$, equivalente a $0,93 \text{ [T/m]}$, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida a todo el ancho del carril de

diseño. Para el presente trabajo se considerará todo el ancho del muelle como un gran carril, sobre el cual se define una carga de alrededor de $1 \text{ [T/m}^2\text{]}$. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

• **Cargas de Atraque (Be)**

Corresponden a las fuerzas (F) generadas por un buque sobre la estructura del muelle, desde el momento en que se produce el primer contacto entre ellos hasta que finalmente se alcanza el reposo. La magnitud de estas cargas depende no sólo del tamaño y de la embarcación de diseño, sino también de la rigidez de la estructura (k), incluidas las defensas y el grado de resiliencia o amortiguamiento que éstas presentan durante los impactos de la nave.

Para estimar la rigidez lateral del muelle, se aplica una carga unitaria de 1 [T] en el muelle modelado, en el punto donde las naves hacen contacto con él en las maniobras de atraque, y en ese punto se obtiene una deformación (Δ). La rigidez lateral corresponde a $k=1/\Delta$, que en el caso de este muelle de análisis da un valor de 14 [T/m].

La estimación de la energía (E_A) y las fuerzas de atraque es efectuada en base a la velocidad y el ángulo de atraque de las naves. Con esta energía de atraque se puede seleccionar el sistema de defensas adecuado, de modo de amortiguar el impacto de las naves y lograr un mínimo traspaso de fuerzas a la estructura. Esta energía se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$E_A = \frac{M_S \cdot V_b}{2} \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c \quad (3.13)$$

donde:

E_A : Energía de Atraque [KN m]

M_S : Masa de la embarcación que equivale a su Desplazamiento (DT=1,174·Peso muerto) [T]

V_b : Velocidad de atraque de la nave [m/s] según las condiciones de maniobra de la nave y su tamaño como se muestra la Fig. 3.26

C_e : Factor de excentricidad

C_m : Factor de masa hidrodinámica, que considera el movimiento del agua alrededor del buque.

C_s : Factor de flexibilidad, C_s= 1

C_c : Factor de configuración de muelle, C_c= 1

De acuerdo al buque de diseño ya definido, se tiene una masa (M_S) de 5000 [T] y de acuerdo a su tamaño y las condiciones de atraque, se estima una velocidad (V_b) de 0,45 [m/s].

El factor de flexibilidad excentricidad es la relación entre la energía de atraque absorbida por la deformación del casco del buque y la energía de atraque, cuyo valor característico es normalmente igual a 1. Por su parte, el coeficiente de configuración de muelle corresponde al agua comprimida entre el buque y el muelle mismo, su valor también se ha establecido igual a 1.

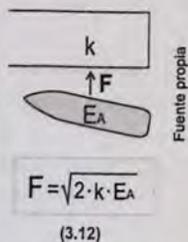


Fig. 3.25 - Carga de atraque ejercida en el muelle

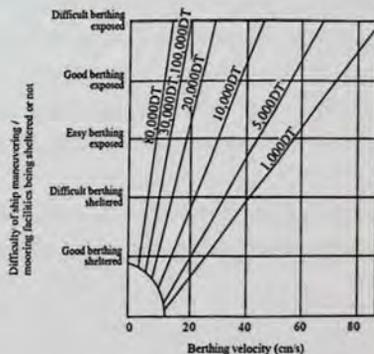


Fig. 3.26 - Condiciones de maniobra y velocidad de atraque por tamaño del buque, según la normativa japonesa

Fuente: referencia bibliográfica [13]

Los factores de excentricidad (C_e) y de masa hidrodinámica (C_m) se obtienen con las siguientes fórmulas:

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{l}{r_l}\right)^2} \quad (3.14-a)$$

$$C_m = 1 + \frac{\pi \cdot D}{2 \cdot C_b \cdot B} \quad (3.14-b)$$

$$r_l = (0,19 \cdot C_b + 0,11) \cdot L_{pp}$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp} \cdot B \cdot D}$$

donde:

l : Distancia medida paralela a la línea de atraque, desde el punto de contacto hasta el centro de gravedad del barco [m]

r_l : Radio de rotación alrededor del eje vertical que pasa por el centro de gravedad del barco [m] (se pierde más energía en la guiñada).

C_b : Coeficiente de bloque del barco

∇ : Volumen de desplazamiento del barco [m³]

L_{pp} , B y D : Eslora entre perpendiculares, Manga y Calado del barco respectivamente [m]

En concordancia con la geometría del buque de diseño y las condiciones de atraque se obtienen valores de $C_e = 0,5$ y de $C_m = 2,1$. Con esto, la masa del buque y su velocidad de atraque, la energía E_A corresponde a un valor de 394 [KN m] que equivalen a 394 [T m], y con esta energía de atraque se obtiene una fuerza horizontal sobre el muelle de 105 [T], aplicada en el punto de contacto de buque con el muelle (a la altura del Eje 20).

• Cargas de Amarre ($W_s + C_s$)

Corresponden a las cargas impuestas sobre el muelle por un buque atracado, a través de líneas de amarre tensionadas (del tipo espía, través y/o sprin), ó el sistema de defensas. Estas cargas son causadas por acciones externas, principalmente medioambientales, que inciden sobre la estructura del muelle a través del buque atracado, generando una cadena de fuerzas. Sus magnitudes dependen esencialmente de las características geométricas y físicas del sistema buque-amarres-defensas.

Entre las varias fuerzas exteriores causantes de estas cargas, se consideran las fuerzas de viento (W_s) y de las corrientes (C_s) como las principales cargas que indirectamente afectan al muelle.

- Carga de Viento sobre el buque (W_s)

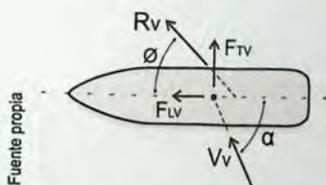


Fig. 3.27 - Esquema de carga de viento sobre el buque

La fuerza resultante de las presiones del viento (R_V) sobre los buques puede ser discretizada en dos componentes horizontales, una en el sentido longitudinal del buque (F_{LV}) y la otra en el sentido transversal del mismo (F_{TV}), ambas fuerzas perpendiculares entre sí aplicadas en el centro de gravedad de la embarcación de diseño. Para el presente trabajo, sólo se considera la fuerza horizontal en el sentido transversal del buque de diseño (F_{TV}).

Estas cargas originadas por la presión del viento pueden ser determinadas con la ayuda de las siguientes ecuaciones que entrega la ROM [19]:

$$F_{TV} = R_V \cdot \sin(\varnothing) \quad (3.15)$$

$$R_V = \frac{\gamma_A}{2 \cdot g} \cdot C_V \cdot V_V^2 (A_T \cos^2(\alpha) + A_L \sin^2(\alpha))$$

$$\operatorname{tg}(\varnothing) = \left(\frac{A_L}{A_T} \right) \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

$$A_T = B \cdot (G + h_T) \quad \text{con } h_T = 8,5 \text{ [m]}$$

$$A_L = L_{pp} \cdot (G + h_L) \quad \text{con } h_L = 5 \text{ [m]}$$

(según buque de diseño)

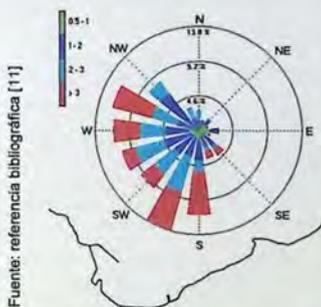


Fig. 3.28 - Rosa de los Vientos en la bahía de Valparaíso

donde:

R_V : Resultante horizontal [T]

F_{TV} : Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante [T]

\varnothing : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque y la dirección de la resultante [°]

α : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque y la dirección de incidencia del viento [°]. La mayoría de los vientos vienen del tercer cuadrante (ver rosa de los vientos en Fig. 3.25), $\alpha \approx 75^\circ$

γ_A : Peso específico del aire, $\gamma_A = 1,23 \cdot 10^{-3} \text{ [T/m}^3\text{]}$

g : Aceleración de gravedad [m/s²]

C_V : Factor de forma. A falta de valores usar $C_V = 1,3$

V_V : Velocidad horizontal del viento relativa al barco, supuesta constante hasta 10 [m] de la altura [m/s]. En Valparaíso se estima un valor de 30 nudos que equivalen alrededor de 15 [m/s]

A_T y A_L : Áreas transversal y longitudinal del buque expuestas al viento, respectivamente [m²]

L_{pp} , B y G : Eslora entre perpendiculares, Manga y Francobordo del barco respectivamente [m]

Cabe destacar, que en estas expresiones obtenidas de la ROM, el peso específico del aire es $\gamma_A = 1,23 \cdot 10^{-3} \text{ [T/m}^3\text{]}$, que en contraste con la normativa japonesa (parte II, condiciones de diseño) [13] que establece este valor como densidad del aire (ρ), la cual no está dividida por la gravedad (g). En esta discrepancia de conceptos se debe hacer cierta rectificación en lo establecido por la ROM y basarse en la norma japonesa para obtener valores más realistas.

En concordancia con la geometría del buque de diseño y las condiciones del viento, se estimó que la carga que incide sobre el muelle a través del buque atracado es de 122 [T].

- Carga de Corriente sobre el buque (Cs)

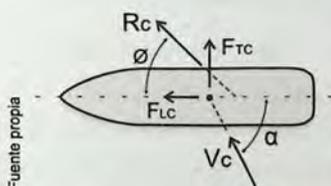


Fig. 3.29 - Esquema de carga de corriente sobre el buque

La fuerza resultante de las presiones de corriente (R_C) producida por las corrientes marinas sobre los buques puede ser discretizada en dos componentes horizontales, una en el sentido longitudinal del buque (F_{LC}) y la otra en el sentido transversal del mismo (F_{TC}), ambas fuerzas perpendiculares entre sí aplicadas en el centro de gravedad de la embarcación de diseño. Para el presente trabajo, sólo se considera la fuerza horizontal en el sentido transversal del buque de diseño (F_{TC}).

Estas cargas originadas por la presión de las corrientes marinas pueden ser determinadas con la ayuda de las siguientes ecuaciones que entrega la ROM [19]:

$$F_{TC} = R_C \cdot \sin(\varnothing) \quad (3.16)$$

donde:

$$R_C = \frac{\gamma_w}{2 \cdot g} \cdot V_C^2 \cdot \frac{C_T \cdot A_T \cos^2(\alpha) + C_L \cdot A_L \sin^2(\alpha)}{\cos(\varnothing - \alpha)}$$

$$\operatorname{tg}(\varnothing) = \left(\frac{A_L}{A_T} \right) \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

$$A_T = B \cdot D$$

$$A_L = L_{pp} \cdot D$$

R_C : Resultante horizontal [T]

F_{TC} : Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante [T]

\varnothing : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque y la dirección de la resultante [°]

α : Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque y la dirección de incidencia de la corriente [°]. La mayoría de las corrientes vienen del suroeste (ver esquema de corrientes en Fig. 3.27), $\alpha \approx 45^\circ$

γ_w : Peso específico del agua salada, $\gamma_w = 1,03 \text{ [T/m}^3\text{]}$

g : Aceleración de gravedad [m/s^2]

C_T y C_L : Factores de forma. $C_T = 3$; $C_L = 0,6$

V_C : Velocidad horizontal de la corriente relativa al barco, supuesta a una profundidad del 50% del calado del buque [m/s]. En Valparaíso se estima un valor de 0,5 nudos que equivalen alrededor de 0,26 [m/s]

A_T y A_L : Áreas transversal y longitudinal del buque expuestas al viento, respectivamente [m^2]

L_{pp} , B y D : Eslora entre perpendiculares, Manga y Calado del barco respectivamente [m]

Fuente: referencia bibliográfica [11]

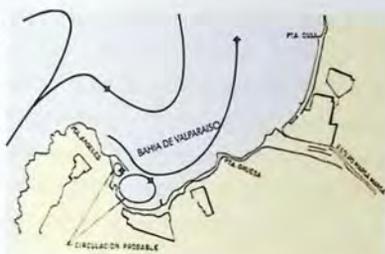


Fig. 3.30 - Diagrama de corrientes que comúnmente están presentes en la bahía de Valparaíso

Cabe destacar, al igual que en el caso anterior, que en estas expresiones obtenidas de la ROM, el peso específico del agua salada es $\gamma_w = 1,03 \text{ [T/m}^3\text{]}$, que en contraste con la normativa japonesa [13] que dice que este valor se refiere a la densidad del agua salada (ρ), por lo cual, se debe hacer cierta rectificación y basarse en lo que establecen los japoneses para obtener valores más realistas.

En concordancia con la geometría del buque de diseño y las condiciones de corrientes, se estimó que la carga que incide sobre el muelle a través del buque atracado es de 14 [T].

• Cargas de Sísmicas (Eq)

Estas cargas son consideradas eventuales dado que presentan pequeños tiempos de aplicación a lo largo de la vida útil de una estructura, pero dada la sismicidad de Chile, estas cargas son de suma importancia al momento de diseñar un muelle. Son las cargas que en cierta manera dieron origen a este trabajo.

En la determinación de las cargas sísmicas, del procedimiento de diseño y análisis sísmico de muelles, se debe respetar lo establecido en la NCh 2369 of.2003 [2] junto a las consideraciones especiales inherentes a este tipo de estructuras. También existen normas

extranjerías, como por ejemplo la normativa norteamericana AASHTO [14] que ha sido adaptada a las condiciones chilenas en el Manual de Carreteras [15] y la normativa japonesa [13] que según lo indagado en este TDT, se puede concluir que no es la más adecuada para determinar las cargas sísmicas para diseñar un muelle chileno ya que en su metodología utiliza factores y/o coeficientes sísmicos regionales definidos especialmente para las diversas regiones japonesas, y comprende un análisis sísmico complejo, muy especializado y poco aplicado en Chile. Aun así, presenta algunas disposiciones o criterios que han sido útiles para este trabajo.

Con todo lo anterior visto y analizado, se opta por la norma NCh 2369 of.2003 en el cálculo de la carga sísmica — aunque también es posible usar la norma AASHTO cuyas disposiciones rescata fielmente el Manual de Carreteras chileno y cuyos parámetros son coincidentes con la NCh 2369 of.2003 — con el propósito de determinar los factores necesarios para realizar el análisis sísmico de los modelos.

- Espectros de Diseño

Para determinar la respuesta sísmica sobre el muelle — y sus dos variantes adicionales con dispositivos de protección sísmica — se debe definir un espectro de diseño que represente la posible sismicidad del lugar. Para este muelle de pilotes, de la NCh 2369 se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos representativos (para un suelo II en la costa chilena definida como zona sísmica 3), con el fin de elaborar el correspondiente espectro de aceleración mediante la siguiente expresión:

(3.17)

Aceleración efectiva	$A_0 = 0,4 \text{ g}$
Coefficiente de Importancia	$I = 1$
Parámetro del tipo de suelo	$T^* = 0,35$
Parámetro del tipo de suelo	$n = 1,33$
Coefficiente sísmico máximo	$C_{m\acute{a}x} = 0,4$
Factor de modificación de respuesta	$R = 3$
Razón de amortiguamiento	$\xi = 0,02$

$$S_a = \frac{2,75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

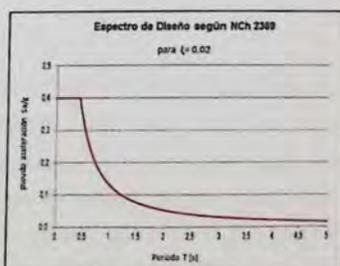


Fig. 3.31 - Espectro de diseño según la NCh 2369 para suelo II en zona 3 y razón de amortiguamiento de 0,02

El factor de modificación de respuesta ($R = 3$) se justifica para un muelle de pilotes por ser un sistema resistente similar a una estructura de acero de péndulo invertido (ver ítem 3.7 de la Tabla 5.6 de la NCh 2369).

La razón de amortiguamiento ($\xi = 0,02$) se justifica para el muelle por considerarse un sistema resistente similar a un marco de acero soldado, con o sin arriostramiento (ver Tabla 5.5 de la NCh 2369). Cabe mencionar que se ha tenido en consideración que el valor de 0,02 para el amortiguamiento de la estructura es el valor más conservador que presenta la norma.

El espectro de diseño de la Fig. 3.31 representa la respuesta sísmica para los modelos del muelle tradicional y del muelle con dispositivo de AMS. Por otra parte, para el modelo del muelle que contempla dispositivos de aislación sísmica elastomérica se definió un espectro de diseño con parámetros especiales recomendados de acuerdo al tipo de suelo del proyecto, según la norma NCh 2745 Of2013 [17], tal como se muestra a continuación:

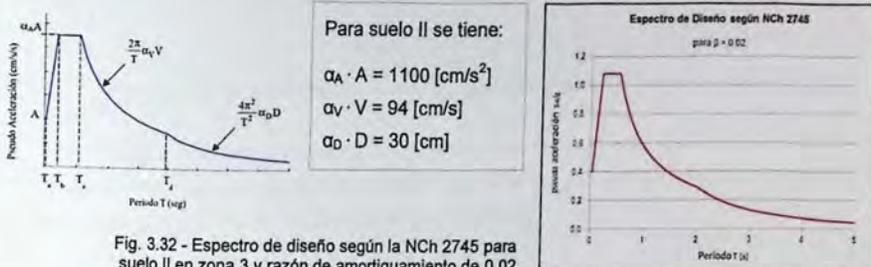


Fig. 3.32 - Espectro de diseño según la NCh 2745 para suelo II en zona 3 y razón de amortiguamiento de 0,02

La NCh 2745 establece espectros de diseño para los diferentes tipos de suelo (I, II y III) debidamente escalados por un factor de zonificación sísmica Z (obtenido de la tabla 5 de dicha norma). En este caso el muelle está en zona sísmica 3 por lo que le corresponde $Z = 1,25$. Además, estos espectros fueron concebidos para un amortiguamiento efectivo de $\beta = 0,05$, por lo cual se deben dividir los valores de estos espectros por un valor de 0,65 y así obtener espectro para $\beta = 0,02$ (Fig. 3.32).

Ambos espectros de diseño, tanto el de la NCh 2369 como en de la NCh 2745, se definen como funciones en los modelos de análisis.

- Otras solicitaciones sísmicas

Además de los espectros de diseño, se ingresan dos funciones más para ver el comportamiento de los modelos ante dos excitaciones externas distintas.

Una primera excitación corresponde a función sinusoidal, como es $f(x) = A \cdot \cos(x)$, cuyo período se hace coincidir con el período fundamental de la estructura, para ver cómo se comporta ésta en una situación de resonancia (Fig. 3.33). Paralelamente se quiere saber qué tan efectivo puede ser un AMS en el control de los desplazamientos máximos que se pueden alcanzar en una situación tan extrema y singular, en comparación con una estructura convencional sin dicho dispositivo de protección sísmica.

Una segunda excitación corresponde al registro de un terremoto específico (Fig. 3.34), en este caso, un acelerograma realizado (en sentido Norte-Sur) en Viña del Mar durante del evento telúrico del 27 de Febrero de 2010 que tuvo su epicentro en la octava región de Chile. Se escogió este registro por su cercanía con Valparaíso, lugar de emplazamiento del muelle ficticio que se está modelando, y para ser consistente con las aceleraciones que se pueden presentar en esta zona del país, pensando en un análisis bien realista.

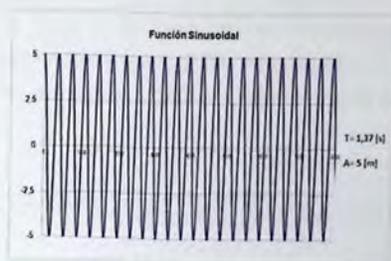


Fig. 3.33 - Función sinusoidal

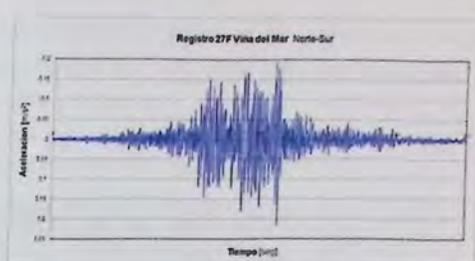


Fig. 3.34 - Registro de terremoto 27F en Viña del Mar.

Las dos acciones sísmicas introducidas en el análisis — al igual que los espectros de respuesta — ayudan a comprender mejor cómo afectan las cargas sísmicas al muelle y su comportamiento con las dos modalidades de protección.

- Masa Sísmica

La masa sísmica para los modelos se define en relación a las cargas de peso propio y las sobrecargas de uso, para que el programa calcule las correspondientes fuerzas de inercia horizontales durante ocurrencia de un sismo. Las sobrecargas de uso se pueden multiplicar por un coeficiente de 0,5, de acuerdo al ítem 5.1.3 de la NCh 2369.

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Sobrecarga de Uso (L) ▾	0,5
Peso Propio (D)	1,
Sobrecarga de Uso (L)	0,5

Fig. 3.35 - Masa sísmica

3.2.6 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga, utilizadas normalmente en la ingeniería marítima chilena en el diseño de muelles transparentes son obtenidas de la norma norteamericana *Unified Facilities Criteria* (UFC 4-152-01) [18], que a su vez utiliza las combinaciones de carga que entrega el documento *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* [20] de la ANSI/ASCE, combinaciones en las que también se basa la normativa nacional de cargas permanentes y cargas de uso para diseño estructural, la NCh 3171 Of.2010.

Las combinaciones que entrega la UFC 4-152-01 se dividen en dos grandes grupos o criterios de diseño, de acuerdo a los dos métodos que se pueden utilizar; el método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) ó el método ASD (*Allowable Stress Design*). Para este trabajo se escogieron las combinaciones de carga del método ASD, ya que se considera que los pilotes de acero son los elementos más importantes de los muelles y éstos deben ser diseñados y verificados en relación al límite elástico (aun cuando las vigas y losas de hormigón armado se verifican, en forma separada y/o mediante el programa, de acuerdo al límite de rotura mediante el método LRFD).

Las combinaciones se dividen en tres estados posibles que presenta un muelle durante sus operaciones (*Vacant*: desocupado - *Berthing*: barco atracando - *Mooring*: barco amarrado).

Aquí se muestran las combinaciones de carga, según el método ASD, que se usan para los modelos, y se define además una envolvente que involucra todas estas combinaciones y que sirve para el diseño y verificación de los pilotes de acero:

Tabla 3.6 - Combinaciones de carga para método ASD, según UFC 4-152-01

VACANT	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)	9(i)	10(j)
D	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
L	0	1	0	0.75	0	0	0.75	0.75	0	0
B	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
Be	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
Cs	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
EQ	0	0	0	0	0	0.7	0	0.525	0	0.7
W	0	0	0	0	1	0	0.75	0	1	0
Ws	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RST	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0
Ice	0	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0.7	0

BERTHING	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)	9(i)	10(j)
D		1		1			1	1		
L		1		0.75			0.75	0.75		
B		1		1			1	1		
Be		1		0.75			0.75	0.75		
C		1		1			1	1		
Cs		0		0			0	0		
E		1		1			1	1		
EQ		0		0			0	0.525		
W		0		0			0.75	0		
Ws		0		0			0	0		
RST		1		0.75			0	0		
Ice		0.7		0			0	0		

MOORING	1(a)	2(b)	3(c)	4(d)	5(e)	6(f)	7(g)	8(h)	9(i)	10(j)
D	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
L	0	1	0	0.75	0	0	0.75	0.75	0	0
B	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
Be	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
Cs	1	1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.6
E	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
EQ	0	0	0	0	0	0.7	0	0.525	0	0.7
W	0	0	0	0	1	0	0.75	0	1	0
Ws	0	0	0	0	1	0	0.75	0	1	0
RST	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0
Ice	0	0.7	0.7	0	0	0	0	0	0.7	0

- (a) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 1
- (b) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 2
- (c) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 3
- (d) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 4
- (e) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 5a
- (f) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 5b
- (g) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 6a
- (h) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 6b
- (i) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 7
- (j) SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2.4.1 Equation 8

3.2.7 Análisis

Una vez definidos todos los elementos y componentes de la estructura, los estados de carga y todas sus combinaciones, se realiza un análisis elástico dinámico (análisis espectral modal) a los tres modelos propuestos, y se verifican todos los elementos estructurales para comprobar que resisten los esfuerzos y deformaciones a los que están sometidos por causa de las sollicitaciones de carga ya vistas (para ver un resumen de esta verificación, consultar en la sección de Anexos al final de este informe).

Se considera el análisis y comparación de resultados sólo en el sentido transversal de la estructura. Una vez comprobado que todos los elementos resistentes de los muelles cumplen los requerimientos para los que están diseñados, se hace una interpretación y estudio comparativo de los resultados que entrega el análisis espectral modal de los tres modelos para comenzar a vislumbrar los comportamientos del muelle con las tres modalidades de diseño sísmico planteadas.

Si bien, la experiencia indica que se debe diseñar el muelle para que su estructura tenga un comportamiento elástico ante las sollicitaciones laterales, se busca saber cómo sería su comportamiento en el rango no lineal. Es por esto, que se pretende hacer un simple análisis inelástico estático (análisis *pushover*) a una de las tres modalidades de diseño sísmico aquí propuestas, para interpretar y comparar los nuevos resultados a fin de sacar todas las conclusiones y emitir los comentarios pertinentes de acuerdo a los objetivos de este TDT.

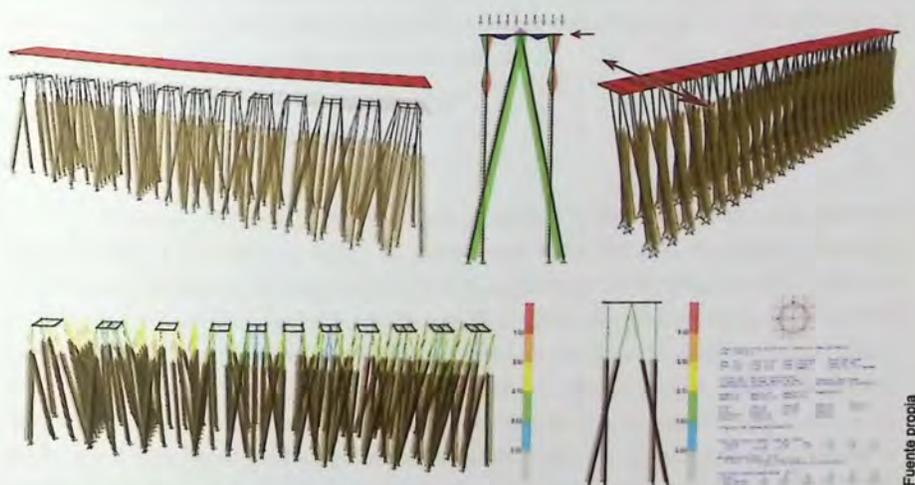


Fig. 3.36 - Vistas de los modelos del muelle, su geometría y esfuerzos en el sentido del análisis

Capítulo 4

El arte del Ingeniero es el arte de lo posible.

Santiago Calatrava (ingeniero, arquitecto y artista español).

4.1 Análisis Sísmico

A cada uno de los tres modelos del muelle transparente se le realizó un análisis modal, que es un análisis dinámico elástico mediante el cual se determinan los parámetros modales y las propiedades dinámicas inherentes de la estructura:

- La frecuencia y período naturales
- Los modos de vibración
- Amortiguamiento por modos

Todas las estructuras poseen períodos naturales y modos de vibración, que dependen básicamente de la masa y la rigidez de la estructura. Si se aplica un movimiento sísmico al muelle, este movimiento vibratorio posee componentes en un cierto rango de frecuencias y el muelle responde a todas ellas de varias formas. Pero habrá resonancia cuando las frecuencias naturales de la estructura del muelle estén en fase y/o coincidan repetidamente con dichas frecuencias del movimiento. Siempre se busca diseñar la estructura para que este indeseado fenómeno mecánico no se produzca, y así evitar el aumento de la amplitud de la vibración, y por ende, el aumento excesivo de los desplazamientos del muelle. Es por esto que es tan necesario conocer los períodos de la estructura en los modos predominantes, para así ver qué tanto difieren éstos en comparación con los períodos dominantes de la vibración sísmica y poder asegurar que no se produzca una respuesta indeseada. El ideal es que — ante un sismo — una estructura se comporte tal y como el ingeniero desea, calcula y proyecta que se comporte.¹⁷

¹⁷ Reflexión del respetado ingeniero estructural chileno Guillermo Ovalle García. 2014.

Es necesario identificar los períodos y modos de vibrar para conocer la respuesta de la estructura cuando las cargas dinámicas actúan sobre ella. En este sentido, el análisis modal es una herramienta muy eficiente para descubrir, describir y comprender los parámetros modales de un muelle transparente. Éste, ante excitaciones sísmicas, puede presentar una deformación compleja, pero es a través del análisis modal que se puede descomponer en una serie de modos simples de deformación con parámetros vibratorios propios e individuales, que luego se deben superponer con el fin de recrear la mencionada complejidad de su posible respuesta formal. Una propiedad importante de los modos de vibración excitados, es que cualquier respuesta de la estructura puede ser expresada como la combinación de una serie de esos modos particulares.

4.2 Resultados del Análisis

En esta sección se presentan los resultados del análisis sísmico realizado a los tres modelos del muelle transparente. Se detallan algunos de los datos mas relevantes obtenidos, en forma resumida y comparativa, para tener una idea de cómo responde el muelle ante las combinaciones de carga y principalmente ante una excitación externa, de acuerdo a sus distintas modalidades.



Fig. 4.1 – Análisis sísmico del muelle, en particular, visualización de los desplazamientos en el modo fundamental

4.2.1 Masas y Pesos

En primer lugar, se obtuvieron los datos de la masa y el peso de los distintos componentes del muelle. Esto es, la plataforma superior o superestructura de hormigón (conformada por las vigas, el faldón y las losas), los pilotes (ya sea en su estado libre o enterrado) y los dispositivos de protección sísmica.

Tabla 4.1 - Detalle de las masas y pesos de la estructura del muelle en sus tres modelos

Elementos Estructurales	Muelle Convencional		Muelle con AMS		Muelle con Aisladores	
	Masa [Ts ² /m]	Peso [T]	Masa [Ts ² /m]	Peso [T]	Masa [Ts ² /m]	Peso [T]
superestructura	1013	9938	1013	9938	1013	9938
pilotes libres	70	686	70	686	127	1242
pilotes enterrados	186	1824	186	1824	151	1484
dispositivos	—	—	13	124	9	88
estructura total	1269	12448	1282	12572	1300	12752

El muelle tiene, en promedio, un peso total alrededor de las 12590 [T], donde cerca del 80% de este peso corresponde a la plataforma de hormigón que conforma la superestructura, la cual tiene un peso inalterable cercano a las 9940 [T] en los 3 modelos.

4.2.2 Períodos Fundamentales

En una segunda instancia, a partir del análisis espectral modal, se obtuvieron las frecuencias y los períodos de los 12 primeros modos de vibrar. Interesan particularmente los primeros modos, en los que la estructura oscila alrededor de un modo predominante o modo fundamental. Éste se distingue por ser el modo que mueve la mayor masa traslacional, que en este caso del muelle, se considera sólo la masa acelerada en el sentido transversal (sentido UY de los ejes globales de los modelos).

Tabla 4.2 - Resultados de Análisis Modal de los tres modelos en el sentido transversal (UY)

Muelle Convencional			Muelle con AMS			Muelle con Aisladores		
Modal Participating Mass Ratios			Modal Participating Mass Ratios			Modal Participating Mass Ratios		
Modo	Período [s]	UY	Modo	Período [s]	UY	Modo	Período [s]	UY
1	3,938	5,6E-14	1	3,921	3,4E-13	1	3,212	0,868
2	1,497	4,2E-01	2	1,585	2,8E-01	2	3,192	1,9E-06
3	1,382	0,494	3	1,402	0,627	3	3,098	2,0E-10
4	0,861	1,0E-06	4	1,390	3,3E-10	4	1,235	9,3E-06
5	0,404	1,4E-06	5	1,330	5,5E-03	5	0,523	2,0E-07
6	0,398	6,8E-17	6	0,927	7,8E-05	6	0,433	2,7E-13
7	0,360	7,1E-06	7	0,453	2,8E-06	7	0,422	6,6E-11
8	0,322	1,4E-05	8	0,305	2,5E-11	8	0,404	4,3E-12
9	0,319	7,8E-06	9	0,305	1,3E-05	9	0,394	5,1E-10
10	0,316	1,4E-05	10	0,304	8,2E-08	10	0,369	1,2E-10
11	0,313	1,5E-05	11	0,302	9,7E-06	11	0,362	2,1E-09
12	0,310	6,5E-10	12	0,301	5,9E-06	12	0,360	1,8E-04

* modos aislados

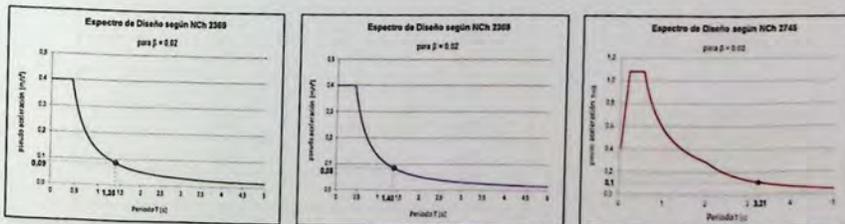


Fig. 4.2 - Espectros de diseño de los 3 modelos y sus correspondientes períodos fundamentales

4.2.3 Aceleraciones

Siguiendo con los resultados del análisis, se obtuvieron los datos de las aceleraciones máximas absolutas en el punto central del tablero de cada eje transversal, de cada uno de los tres modelos. Estos datos se presentan en la tabla 4.3, y corresponden a las aceleraciones producidas por el sismo del 27F registrado en Viña del Mar (sentido Norte-Sur), que se definió como carga sísmica adicional en el programa de análisis para ver el comportamiento de los muelles ante un evento telúrico de estas características.

Tabla 4.3 - Resultados de aceleraciones máximas absolutas debidas al sismo de 27F Viña del Mar.

Eje	M ₁	M ₂	M ₃
	A ₁ [m/s ²]	A ₂ [m/s ²]	A ₃ [m/s ²]
1	2,106	2,406	0,506
2	1,976	2,337	0,505
3	1,850	2,270	0,503
4	1,849	2,204	0,502
5	1,861	2,141	0,501
6	1,876	2,078	0,500
7	1,894	2,017	0,499
8	1,915	1,957	0,499
9	1,940	1,898	0,498
10	1,968	1,838	0,497
11	1,998	1,779	0,497
12	2,032	1,720	0,497
13	2,069	1,661	0,497
14	2,107	1,602	0,499
15	2,150	1,543	0,500
16	2,195	1,484	0,501
17	2,242	1,427	0,503
18	2,291	1,372	0,504
19	2,383	1,320	0,505
20	2,497	1,271	0,506
21	2,615	1,227	0,507
22	2,733	1,248	0,508
23	2,855	1,334	0,509
24	2,976	1,426	0,511
25	3,099	1,522	0,512

donde:

- M₁ : Muelle Convencional
- M₂ : Muelle con AMS
- M₃ : Muelle con Aisladores



Fig. 4.3 - Vista de un eje transversal tipo (de M₁), destacando el nodo central de donde se obtiene la información de las aceleraciones absolutas.

Para ver esta información de manera más visual, se presenta el siguiente gráfico:

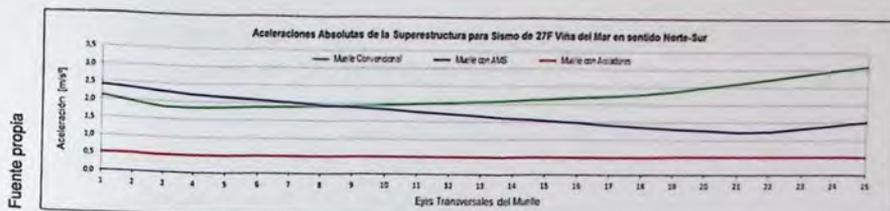


Fig. 4.4 - Aceleraciones máximas absolutas obtenidas en cada eje transversal de los 3 modelos

Sin duda, las mayores aceleraciones se presentan en el modelo del muelle convencional, principalmente en los ejes transversales donde se encuentran las mayores profundidades, y por ende, los pilotes más largos. En el muelle con aislación, en cambio, las aceleraciones son notoriamente las más bajas y se mantienen estables en todo el muelle.

4.2.4 Desplazamientos Absolutos

Conocer los máximos desplazamientos del tablero superior del muelle es algo primordial para ver si la estructura cumple con los requerimientos mínimos que ayudan a la presencia de una real seguridad estructural. En la obtención de los desplazamientos absolutos máximos que experimenta la superestructura, se consideró los efectos del sismo 27F registrado en Viña del Mar y los efectos de todas las combinaciones de carga reunidas en su correspondiente envolvente. Estos datos extraídos de los tres modelos, se comparan con las deformaciones admisibles, las cuales se obtienen según la fórmula que entrega la NCh 2369 en su ítem 6.3 d:

$$\Delta_{\max} = 0,015 \cdot h \quad (4.1) \quad h : \text{Altura de pilotes [m]} \text{ (considerando punto de empotramiento virtual)}$$

En la tabla 4.4 se resumen sólo los datos de algunos ejes característicos, los que dan una idea de cómo se deforman los modelos. La información completa de los desplazamientos en todos los ejes transversales se puede apreciar en la sección de Anexos de este informe.

Tabla 4.4 - Resultados de desplazamientos máximos absolutos debidos al sismo de 27F Viña del Mar y a la envolvente de las combinaciones de carga

Eje	Sismo Viña 27F (sentido Norte-Sur)			Envolvente (combinaciones de carga)			NCh 2369
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₁	M ₂	M ₃	Admisibles
	Δ [m]	Δ [m]	ΔT [m]	Δ [m]	Δ [m]	ΔT [m]	Δ_{adm} [m]
1	0,117	0,124	0,126	0,033	0,034	0,201	0,21
5	0,091	0,106	0,126	0,029	0,03	0,203	0,23
10	0,099	0,094	0,126	0,027	0,027	0,204	0,26
15	0,114	0,082	0,126	0,027	0,026	0,204	0,29
20	0,139	0,07	0,126	0,03	0,026	0,203	0,32
25	0,176	0,11	0,126	0,035	0,03	0,202	0,35

Gráficamente, los desplazamientos máximos obtenidos a partir del registro de Viña del Mar se pueden visualizar en la siguiente representación:

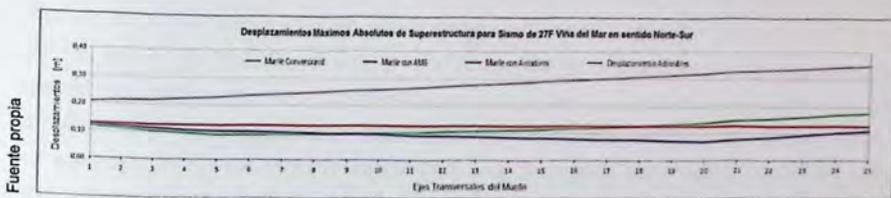


Fig. 4.5 - Desplazamientos máximos obtenidos de los 3 modelos a partir del registro de Viña del Mar.

Por otra parte, los desplazamientos máximos obtenidos en relación a la envolvente de las combinaciones de carga se pueden visualizar en el siguiente gráfico:

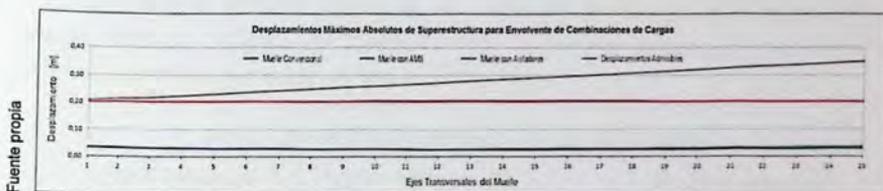


Fig. 4.6 - Desplazamientos máximos obtenidos de los 3 modelos a partir de la envolvente.

Podemos observar que los desplazamientos máximos de la superestructura se presentan con la envolvente de las combinaciones de carga, y son claramente constantes a lo largo de todo el muelle, lo que demuestra que la plataforma superior con aisladores se comporta como cuerpo rígido en sus 250 [m] de longitud.

En los gráficos se verifica que todos los desplazamientos máximos están bajo los valores de desplazamientos admisibles que entrega la normativa chilena, lo que indica que en el diseño del muelle — en sus tres modalidades — se hacen evidente buenas condiciones de seguridad estructural y operacional.

Adicionalmente, el muelle convencional se sometió a una excitación externa correspondiente a una función sinusoidal en que su período se hace coincidir con el período de su estructura, para forzar su comportamiento en una situación extrema de resonancia. Esta misma excitación externa se aplicó luego al muelle con AMS, para ver las variaciones en los desplazamientos cuando la estructura tiene este tipo de dispositivo. En este caso, los desplazamientos máximos llegan casi a los 2 [m] en el eje más extremo y flexible del muelle tradicional (Eje 25), pero si en esa misma ubicación se introduce el AMS, éste ayuda a reducir los desplazamientos hasta en un 38%, desde los 2 [m] ya mencionados hasta un valor cercano a 1,2 [m].



Fig. 4.7 - AMS disminuyendo desplazamientos del muelle en resonancia.

4.2.5 Verificaciones Estructurales

Se hicieron un gran número de verificaciones a los elementos de hormigón (vigas, faldón y losas) del tablero superior, así como también a los pilotes que lo sostienen. Estos últimos son de vital importancia para la estabilidad total de la estructura, y es por esto que siempre se diseñan para un comportamiento elástico. Se verificó que cada uno de ellos no esté sobrecargado y nunca sobrepase su estado de fluencia. Para ello, con la herramienta de diseño en acero que trae consigo el programa SAP2000, y de acuerdo al código AISC360-05-IBC 2006 y al método de diseño ASD, se comprobaron las tensiones de los pilotes y se obtuvieron todos los datos de sus esfuerzos y el porcentaje en que están trabajando, mediante la interacción de solicitaciones Axial y Momentos Flectores (en ambos sentidos) que entrega el PMM. Este indicador, básicamente representa la relación de Demanda/Capacidad, un valor que debe ser siempre menor a 1, ya que la resistencia requerida (demanda) debe ser siempre menor que la resistencia de diseño del pilote (capacidad). En la tabla 4.5 se muestran muy brevemente los valores máximos y mínimos del coeficiente PMM de los tres modelos, en relación a la envolvente de diseño de todas las combinaciones de carga:

Tabla 4.5 - Valores de PMM máximos y mínimos para diseño de pilotes

Muelle Convencional			Muelle con AMS			Muelle con Aisladores		
Diseño de Pilotes - PMM Máximo			Diseño de Pilotes - PMM Máximo			Diseño de Pilotes - PMM Máximo		
pilote	Ubicación	PMMmáx	pilote	Ubicación	PMMmáx	pilote	Ubicación	PMMmáx
Ø 22"	Eje 20	0,75	Ø 22"	Eje 20	0,75	Ø 22"	Eje 3	0,86
Diseño de Pilotes - PMM Mínimo			Diseño de Pilotes - PMM Mínimo			Diseño de Pilotes - PMM Mínimo		
pilote	Ubicación	PMMmín	pilote	Ubicación	PMMmín	pilote	Ubicación	PMMmín
Ø 25"	Eje 1	0,40	Ø 25"	Eje 1	0,46	Ø 25"	Eje 4	0,33



Fig. 4.8 - Vista típica de verificación de PMM de los pilotes en el programa SAP2000.

Después del análisis de diseño de los tres modelos, todos los pilotes se presentan como elementos de acero con secciones compactas y como sistema de soporte y/o cimentaciones profundas sin ningún problema de sobrecarga. Si éste fuera un proyecto real, obviamente, las secciones de los pilotes podrían ser modificadas para alcanzar valores de la relación Demanda/Capacidad más cercanos a 1, y así mitigar costos. Pero éste es un trabajo meramente académico que persigue otros objetivos, por lo cual sólo se han verificado los elementos para que estén dentro de los límites permitidos y aceptados, aunque se tiene pleno conocimiento que en los proyectos reales siempre se busca la eficiencia y la economía.

Con los valores de PMM, se verifican además el valor de sobreespesor que se impone a los pilotes, valor en [mm] que indica cuánto más ancho debe ser el espesor de los pilotes por motivos de seguridad ante corrosión o abrasión y para mantener un mínimo de sección que permita su integridad estructural. Como criterio impuesto y verificado, los pilotes de los tres muelles tienen un sobreespesor de 2 [mm] (ver ecuación 3.8 en ítem 3.1.6). Se debe destacar que éste espesor adicional se considera sólo para efectos constructivos, no se deben incluir en el análisis de la estructura.

Otro detalle importante a considerar — también mencionado en la sección 3.1.6 sobre la resistencia estructural de los pilotes — dice relación con el punto de empotramiento virtual de éstos en el terreno marino, punto en donde los pilotes enterrados ya no sufren deformaciones laterales. En el caso de los muelles modelados, la profundidad de empotramiento virtual está cercana a un valor entre los 4 y 5 [m]. Pareciera ser que los pilotes quedan bien aprisionados en el terreno a partir del inicio del horizonte II, estrato de suelo marino compuesto por arcilla arenosa, dura y densa.

De acuerdo a la experiencia chilena en esta materia de diseño de obras marítimas y portuarias, al generar modelos de los muelles transparentes se suele imponer este punto de empotramiento virtual como un apoyo en donde se restringen los grados de libertad de los pilotes, omitiendo el resto de las partes enterradas como una forma de simplificar los modelos de análisis. En el caso de este TDT, no se obtuvieron datos ni información relevante de los esfuerzos en los estratos más profundos, aun así se decidió no poner un apoyo en el punto de empotramiento virtual para acortar la ficha de los pilotes (tal como suele hacerse en muchas oficinas de ingeniería), mas bien se desea mantenerlos en toda su longitud como una forma de respetar y recalcar su condición de fundaciones profundas.

Todas las verificaciones estructurales, en los tres modelos, se hicieron a conciencia y meticulosamente. Aun cuando este trabajo es meramente académico, en muchos aspectos estructurales y de metodología de análisis, se trató de imitar la realidad a la manera en que los profesionales de la Ingeniería Marítima afrontan y desarrollan este tipo de proyectos. Para ver en detalle algunas de las varias verificaciones estructurales que se llevaron a cabo en este TDT, trasladar la lectura a la sección de Anexos al final del presente informe.

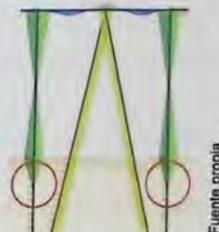


Fig. 4.9 - Puntos de empotramiento virtuales en un eje tipo

4.3 Análisis Pushover

Al modelo del muelle convencional se le realizó un análisis *pushover*, que es un análisis estático inelástico mediante el cual se puede visualizar cómo es la respuesta del muelle en el rango no lineal aplicando un patrón de carga que aumenta gradualmente en el tiempo. Como ya se dijo anteriormente, los muelles deben ser diseñados en el rango elástico, por lo cual no sería necesario hacer un análisis no lineal, pero haciendo caso omiso a esta última afirmación, se decide hacer este análisis, de manera breve, tan sólo para saber cómo es la respuesta del muelle más allá del estado límite de la fluencia.

Se analizan algunos ejes transversales representativos, en especial el eje más extremo y/o desfavorable (Eje 25), donde se presentan las mayores aceleraciones y los mayores desplazamientos absolutos. Se busca saber cómo un pilote en particular, comienza a fluir y llega al instante de tiempo en que desarrolla las rótulas plásticas y que le hacen perder su rigidez, transformándose en un mecanismo incapaz de resistir más carga lateral.

En teoría, un pilote vertical doblemente empotrado (tal como se concibe un pilote de muelle transparente) tiene una rigidez lateral (k), un desplazamiento (Δ_p) y momento plástico (M_p), acorde a las siguientes expresiones:

$$\Delta_p = \frac{M_p \cdot h^3}{6 \cdot E \cdot I} \quad (4.2)$$

$$M_p = Z \cdot F_y$$

Z : módulo plástico de la sección
 F_y : esfuerzo de fluencia del acero.

Fig. 4.10 - Esquema de pilote en comportamiento plástico ante carga lateral

Si se considera un pilote del muelle ($\varnothing 25''$) con un módulo plástico de $0,0096 \text{ [m}^3\text{]}$ y una tensión de fluencia de $34500 \text{ [T/m}^2\text{]}$ para su materialidad, se tiene un momento plástico teórico de $M_p = 331 \text{ [T} \cdot \text{m]}$.

En el Eje 25 del muelle, la altura del pilote vertical es de unos 25 [m] , con lo cual se obtiene una deformación $\Delta_p = 0,71 \text{ [m]}$.

Mediante el programa SAP2000 se llevó a cabo el análisis *Pushover* y se obtuvieron los valores del momento plástico (M_p) y de su correspondiente desplazamiento (Δ_p) en Eje 25.

Tabla 4.6 - Secuencia de plastificación Eje 25

Instancia	$\Delta_p \text{ [m]}$	Plastificación
A	1,10	ninguna rótula
B	1,12	rótula 1
C	1,13	rótula 2 y 3
D	1,40	rótula 4
E	1,44	rótula 5
F	1,45	rótula 6
G	1,59	rótula 7
H	1,61	rótula 8

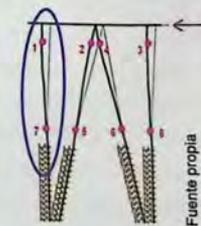


Fig. 4.11 - Eje 25 analizado y pilote vertical del cual se obtuvieron resultados.

Los valores de los momentos plásticos obtenidos en el pilote vertical (indicado en la Fig. 4.11) en la instancia G en que se desarrollan completamente sus dos rótulas plásticas, son los siguientes:

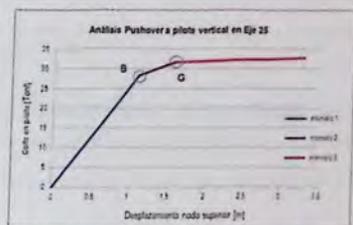
$$M_{p1} = 364 \text{ [T} \cdot \text{m]} \text{ (extremo superior)}$$

$$\Delta_{p1} = 1,59 \text{ [m]} \text{ (extremo superior)}$$

$$M_{p2} = 369 \text{ [T} \cdot \text{m]} \text{ (extremo inferior)}$$

Los valores de momentos plásticos obtenidos en el pilote vertical del Eje 25 son un tanto mayores que los valores teóricos, lo que sugiere que esta pequeña discrepancia se debe a que el programa hace sus cálculos con el valor de la Fluencia Efectiva (F_{ye}). En el siguiente ítem de interpretación de resultados se intenta dilucidar la razón de todas las diferencias.

En el gráfico de la fig. 4.12 se muestra la curva que representa la rigidez del pilote analizado, relacionando la tensión de corte a lo largo del elemento con el desplazamiento lateral en su nodo superior. Se puede apreciar que en el intervalo 1 (curva azul) la rigidez lateral (en teoría, $k=6EI/h^3$) representada por la pendiente de la curva, se mantiene constante hasta la instancia B en que hay un cambio abrupto de pendiente y comienza el intervalo 2 (curva púrpura), instancia en que fluye el pilote, se rotula en su parte superior y la rigidez del elemento disminuye a la mitad (en teoría, $k=3EI/h^3$). Luego en la instancia G, la curva sufre un nuevo cambio de pendiente, lo que representa que el pilote desarrolla una segunda rótula plástica, en su parte basal, convirtiéndose en un mecanismo. Esto se aprecia en la pendiente de la curva del intervalo 3 (curva roja) que es prácticamente nula, lo que indica una pérdida total de rigidez lateral ($k=0$).



Fuente propia

Fig. 4.12 - Rigidez de pilote vertical en Eje 25 sometido a análisis Pushover.

4.4 Interpretación de Resultados

En esta sección se hace una lectura deductiva, explicativa y/o comparativa de los diversos resultados obtenidos a partir de los análisis realizados, sin otra intención que develar aquellos detalles o tendencias de comportamiento que distinguen a cada uno de los tres modelos de muelle transparente desarrollados.

4.4.1 Análisis Dinámico Elástico

Los resultados del análisis espectral modal demuestran que las estructuras de los muelles transparentes se pueden considerar como bastante flexibles. Los períodos naturales o fundamentales (período del modo que mueve mayor masa traslacional) de las tres modalidades de diseño son relativamente altos, ubicando al muelle en la zona de las curvas del espectro de respuesta en que las pseudo-aceleraciones no parecen preocupantes. Dichas pseudo-aceleraciones, en los tres casos, están muy cercanas a un valor de $0,1 \text{ [m/s}^2\text{]}$ para los respectivos períodos, aun cuando el período natural del muelle aislado es notoriamente mayor en comparación a los otros dos modalidades, porque el sistema de aislación siempre produce ese efecto de aumento del período natural de la estructura.

En los casos del muelle convencional y del muelle con AMS, la respuesta modal del muelle proporciona una descripción esencial de las propiedades dinámicas intrínsecas de la estructura, características que se desconocen hasta antes del análisis. En cambio, en el caso del muelle con aisladores se puede conocer o inducir una rigidez de los aisladores para buscar obtener un período objetivo previamente estimado (como por ejemplo $T \approx 3,2$ [s]), con lo cual se puede predecir — con anticipación y relativa precisión — el comportamiento del tablero superior y sus parámetros modales.

Se recurrió en el análisis, además, al uso de una excitación externa, que en este caso correspondió al sismo del 27F registrado en Viña del Mar, para imponer aceleraciones durante un determinado intervalo de tiempo, como una ayuda para conocer mejor las características dinámicas del muelle, con y sin dispositivos de control.

De acuerdo con la Tabla 4.3 y su correspondiente gráfico mostrado en la Fig. 4.4, las aceleraciones impuestas al muelle convencional con este registro, son mayores que en los muelles que poseen protección sísmica. El muelle con AMS presenta aceleraciones menores con respecto a la estructura convencional, notoria y marcadamente en los ejes superiores, ejes cercanos a la zona donde se ubicó dicho dispositivo. En el eje referencial más usado en el análisis (el eje 25) las aceleraciones disminuyeron un 51% con respecto al muelle tradicional. Por su parte, el muelle aislado es el que presenta aceleraciones muy por debajo de los otros dos. Por ejemplo, en el eje de referencia, el ya citado eje 25, las aceleraciones del muelle aislado disminuyen un 83% en relación al muelle tradicional y un 66% respecto a la estructura con AMS. Otra característica de las aceleraciones que presenta el muelle con aisladores, es que éstas se mantienen prácticamente constantes en toda la longitud del mismo, con un valor medio alrededor de los $0,5$ [m/s^2], lo que indica que la masa de la superestructura se acelera y responde como cuerpo rígido.

En relación a los resultados de los desplazamientos máximos del muelle, éstos se obtuvieron de dos fuentes diferentes. Se tienen los datos de desplazamientos a causa del sismo 27F registrado en Viña del Mar y otros datos a causa de la envolvente de las combinaciones de carga definidas para el análisis.

Cuando el muelle se somete a los efectos del sismo y su registro, los desplazamientos en los tres modelos son muy similares en magnitud en la primera mitad de la estructura, pero difieren un poco en la segunda parte, en los ejes superiores. Por ejemplo, en los ejes finales de la estructura, los desplazamientos del eje convencional registran un aumento respecto a los dos modelos con dispositivos. O mejor dicho, los modelos con protección sísmica, reducen visiblemente los desplazamientos en esos ejes donde la estructura es más flexible.

Entre el modelo tradicional y el modelo con AMS se presentan deformaciones del muelle muy similares en su forma, pero no en sus valores, y esto se hace evidente en el eje de referencia, donde el AMS disminuye los desplazamientos desde un valor de $0,176$ [m] a un valor de $0,11$ [m], lo que representa un descenso de casi un 38%. Todo parece indicar, que a mayores deformaciones que pueda experimentar el muelle, también son mayores las

diferencias de reducción de estas deformaciones cuando la obra contiene este tipo de dispositivo de control. Pero estas diferencias, en términos porcentuales parecieran mantenerse constantes, independientemente de la magnitud de los desplazamientos, porque el muelle se comporta — y se diseña para que responda — dentro del rango lineal. Esto último se comprobó al someter a ambos modelos a una excitación externa con función sinusoidal, cuyo valor de período se ajustó para que el muelle entrara en resonancia con el movimiento de dicha excitación. Si bien, en resonancia los desplazamientos son valores muy altos, también lo son los valores de las reducciones, y en este caso, el muelle con AMS también disminuye porcentualmente sus desplazamientos en un valor constante de 38% en relación al muelle típico que no posee dispositivo alguno.

Paralelamente, y tal como sucede en el caso de las aceleraciones obtenidas del análisis, el modelo con aisladores nuevamente presenta una homogeneidad en los valores de desplazamientos en toda su alargada plataforma, lo que reafirma la observación de que ésta se comporta como un cuerpo rígido. Cabe destacar, que esta uniformidad tanto de aceleraciones como de desplazamientos en todos los ejes transversales, se debe en gran medida a la disposición en planta de los tres tipos de aisladores introducidos, los cuales se diferencian entre sí tan solo por los valores de la rigidez de cada tipo. Los aisladores menos rígidos se ubicaron en la zona de los primeros ejes, donde el muelle es menos flexible. En cambio, los aisladores con rigidez intermedia se ubicaron en la zona central de la estructura, y los aisladores más rígidos se situaron en los ejes superiores, donde el muelle es más flexible. Con una adecuada disposición de los dispositivos y una buena calibración, se logró el efecto deseado de dotar a la superestructura de un movimiento uniforme y homogéneo en toda su extensión.

Ahora bien, cuando el muelle se somete a los efectos de las combinaciones de carga mediante su envolvente, los desplazamientos en los tres modelos difieren bastante con respecto a los desplazamientos a causa del sismo de Viña del Mar. Los modelos convencional y con AMS presentan valores casi idénticos a lo largo de toda la estructura. Estos valores son bien bajos en magnitud y curiosamente se mantienen visiblemente constantes en todos los ejes. Los valores de los desplazamientos en el modelo aislado, también son constantes lo que nuevamente indica que la plataforma superior se mueve como cuerpo rígido, pero son mucho mayores en magnitud en relación a los otros dos modelos.

Todos los desplazamientos obtenidos, cumplen ampliamente con los valores admisibles que indica la NCh 2369, lo cual señala que las tres modalidades de diseño sísmico del muelle están dentro de los rangos permitidos de seguridad estructural, y por ende, de seguridad operacional. Junto con esto, la verificación de los elementos estructurales arrojó valores que también cumplen con los criterios de diseño. Los elementos de hormigón de la superestructura obedecen a los criterios de diseño del método LRFD, y por su parte, los pilotes de acero cumplen con los criterios de diseño del método ASD. Todo indica que los muelles tienen un comportamiento óptimo, a pesar de las diferencias de resultados que develó el análisis modal.

4.4.1 Análisis Estático Inelástico

Los resultados del análisis *Pushover* realizado al modelo del muelle convencional, indican que su estructura es bastante flexible, pudiendo llegar a grandes deformaciones elásticas hasta antes de desarrollar rótulas plásticas.

Los resultados que entrega el análisis no lineal del modelo (B) en un pilote vertical del eje referencial, tienen discrepancias con los resultados que teóricamente se calcularon (A). Las diferencias básicas se dan entre los momentos plásticos entre ambas situaciones, y entre los respectivos desplazamientos superiores. La Fig. 4.13 grafica la situación teórica y paralelamente se muestra la situación del modelo. Para entender estas diferencias, se debe decir que los cálculos teóricos se hicieron con un valor de tensión de fluencia de $F_y = 3500 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$, en cambio el programa SAP2000 hace sus cálculos matemáticos con una tensión de fluencia efectiva $F_{ye} = 1,1 \cdot 3500 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$.

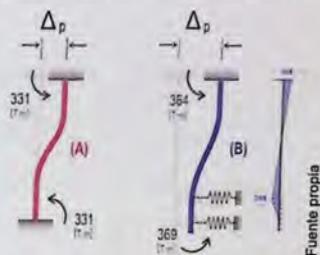


Fig. 4.13 - Diferencias entre situación teórica (A) y situación del modelo (B)

Los momentos flectores del modelo son mayores en un valor cercano a los 36 [T·m], lo que representa un 9,8% de aumento, a causa del cálculo con F_{ye} por parte del programa. Esto se demuestra en la relación entre ambos momentos, esto es, $364/331=1,1$ ó $369/331=1,1$.

Por su parte, los desplazamientos en el eje 25 presentan una diferencia de 0,79 [m] (diferencia entre 0,71 [m] teóricos y 1,59 [m] en el modelo), lo que equivale a un 55% de aumento. Esto último se debe en gran medida, a que la teoría no considera los efectos del suelo, modelado como resortes en la interacción suelo-pilote.

El análisis *pushover* realizado en el modelo muestra que el eje de referencia, esto es, el eje 25 que es el más flexible de la estructura, puede llegar a alcanzar un desplazamiento de hasta 1,12 [m] en su parte superior sin que ninguno de sus pilotes desarrolle ninguna rótula plástica, y alcanzar una deformación de 1,59 [m], momento en el cual en que termina convirtiéndose en un mecanismo. Aun cuando los resultados teóricos indican que esto sucede a desplazamientos menores. Esto advierte al ingeniero que la formulación teórica puede ser bien conservadora porque sitúa el desarrollo de las rótulas plásticas cuando se producen desplazamientos menores a los que arroja el modelo. La teoría, en este sentido más conservador, puede ser una buena aproximación para el control de las deformaciones del muelle, aun cuando puede inducir a mayores costos en el diseño. Por su parte, los resultados del modelo, parecieran ser más cercanos a la realidad, por considerar los efectos del terreno que la teoría omite, y aunque la información que entrega el modelo es menos conservadora, se puede pensar que es información confiable. De cualquier manera, en cualquier estructura modelada — ya sea en el rango lineal como en el rango no lineal — siempre es bueno contrastar los datos del modelo con los datos teóricos, sacar conclusiones y desarrollar un criterio lógico que lleven a un óptimo diseño estructural.

Capítulo 5

*Nunca consideres el estudio como una obligación,
sino como la oportunidad para entrar en el bello y
maravilloso mundo del saber.*

Albert Einstein (físico teórico judío-alemán).

5.1 Comentarios y Conclusiones

Los comentarios y las afirmaciones finales con respecto a este TDT se han dividido en dos grupos. Por un lado, se busca expresar las conclusiones lógicas sobre el proyecto del muelle propiamente tal (con sus tres soluciones propuestas y analizadas) desde el punto de vista estructural y de su comportamiento sísmico. Y por otro lado, se busca elaborar un resumen o corolario coherente con respecto a las diversas normativas nacionales y extranjeras que pueden ocuparse como directrices de ingeniería al diseñar un muelle transparente.

5.1.1 Índole Estructural

Desde la perspectiva del diseño estructural de un muelle transparente y la idea de dotarlo de dispositivos de protección sísmica para enfrentar las sollicitaciones impuestas por un eventual gran sismo, no es insensato pensar que se requieren muchos conocimientos y antecedentes muy específicos acerca del tema para afrontar un proyecto de este tipo.

En este tipo de estructuras, el pilotaje es fundamental. Los pilotes son un sistema de fundaciones profundas, que puede ser muy eficaz y estable si se conoce muy bien la interacción suelo-pilote. Un aspecto importante en este trabajo, fue el aspecto geotécnico.

En este TDT, se modeló el sistema de interacción suelo-pilote mediante resortes elásticos que varían en rigidez a medida que aumenta la profundidad y de acuerdo a las características y capacidad de soporte de los diferentes horizontes o estratos de suelo. Con ello se pudo comprobar que existe el punto de empotramiento virtual, punto ubicado a una profundidad en

que el pilote enterrado ya no sufre rotaciones ni deformaciones laterales. Esto da una idea de que los pilotes son más esbeltos de los que se suele pensar, porque se empotran varios metros más debajo de la superficie o cota del lecho marino, y se ha de tener presente que la rigidez lateral de los pilotes, en su parte no enterrada, está en función de una longitud efectiva que debe considerar la profundidad en que se da dicho empotramiento virtual.

Si bien los pilotes son un tipo de cimentaciones profundas, también son un importante sistema de columnas. El muelle de análisis y el sistema de pilotes propiamente tales, conforman lo que se conoce como una estructura de "piso blando". En el presente trabajo, estas columnas presentan una alta flexibilidad lateral en relación a la superestructura, la cual es muy rígida porque concentra casi el 80% de la masa del muelle. Esta morfología y diferencia de rigideces laterales entre los pilotes y el tablero superior, hacen del muelle una estructura con sistema resistente similar a un péndulo invertido, que debe responder ante las cargas laterales, deseablemente, dentro del rango elástico.

En cierta manera, los pilotes también actúan como un sistema de aislación, ya que conforman una interfase muy flexible entre el suelo marino y la plataforma superior del muelle. Aun así, este piso blando, puede resultar bastante peligroso si no se toman las medidas necesarias para evitar colapsos durante un sismo severo. El control de las oscilaciones se torna una tarea importante al diseñar un muelle transparente, y para ello se busca hacer que su estructura de piso blando no revista peligro alguno.

En este TDT se analizaron 3 tipos de modalidades de diseño sísmico, el diseño tradicional y dos diseños con sistemas de protección sísmica. Los resultados del análisis dejan de manifiesto que los sistemas pasivos de control usados (AMS y aisladores basales) son muy efectivos en la disminución de las aceleraciones y de los desplazamientos impuestos al muelle por una excitación sísmica. Sin duda, estos sistemas de protección contribuyen a una mejor respuesta y comportamiento del muelle ante sismos de importancia (como el sismo del 27F registrado en Viña del Mar), y se deduce que ayudan al resguardo de los elementos no estructurales tan necesarios en sus operaciones portuarias.

Los tres modelos del muelle fueron sometidos a una excitación externa, como es el ya mencionado sismo del 27F. Entre los dos modelos con dispositivos, con respecto al muelle tradicional, el modelo del muelle con aisladores es el que presenta las mayores reducciones de las aceleraciones, las cuales están en un rango de entre 73% (en ejes iniciales) hasta llegar a 83% de disminución (en ejes finales). Son valores altos y significativos. Por su parte, en el modelo de muelle con AMS las reducciones de aceleraciones están en un rango que van de 0% hasta un máximo de 51% (valor máximo en el eje extremo donde se ubica el dispositivo).

Con los desplazamientos también se producen disminuciones significativas, pero no con valores tan altos como en el caso de la reducción de las aceleraciones. Los resultados obtenidos al someter los muelles al sismo del 27F, las reducciones máximas de los desplazamientos en relación a la solución tradicional son de 38% y 45% en los muelles con AMS y con aisladores, respectivamente. Ahora bien, al someter a los muelles a la envolvente de

las combinaciones de carga, los desplazamientos se reducen un 14% para el muelle con AMS, pero no se reducen en el muelle con aisladores, por el contrario, aumentan. Tal vez, las cargas laterales de atraque y amarre inciden bastante en la respuesta flexible de los aisladores y en los desplazamientos de la plataforma superior de esta modalidad de diseño.

Los aisladores tienen la gran ventaja que se puede escoger su rigidez lateral en función de aumentar significativamente el período natural de la estructura a un valor previamente pensado y definido. Para el modelo de análisis, se buscó alcanzar un período de $T=3,2$ [s], y luego se escogieron tres tipos de rigideces para los aisladores, y de acuerdo a ello se pudo conseguir que las aceleraciones y desplazamientos laterales sean uniformes y homogéneos en los 250 [m] de largo que tiene el muelle de análisis. Esto pareciera indicar que, por ejemplo, ante un sismo, un operador trabajando al comienzo de la plataforma y otro trabajador ubicado al final de la misma, ambos sentirían el mismo suave vaivén de la losa. En este caso, para lograr este efecto de uniforme y sereno movimiento se requirió de un modelo bien calibrado mediante un proceso iterativo que permitió la precisa disposición y ubicación de los tres distintos conjuntos de aisladores a lo largo de la estructura del modelo.

Hay que tener en claro que dicho efecto logrado forma parte de un modelo, es una simulación que pretende representar una posible realidad. Aunque no necesariamente sea una copia fiel de cómo responderá el muelle en la realidad, es bien sabido que los modelos son bastante confiables en predecir la respuesta de una estructura. Tampoco hay que olvidar que existen tantos modelos de análisis como ingenieros hay, y lograr que un modelo quede bien calibrado requiere mucha paciencia y dedicación de parte de quien lo desarrolla, pero hay que tener presente que lograr una buena calibración puede ser muy útil y beneficiosa para llevar a cabo una eficiente labor proyectual y de cálculo, y anticiparse en gran medida a un probable comportamiento sísmico de la estructura real.

En el muelle con AMS analizado, se escogió una relación entre las masas del amortiguador y la estructura (μ) con un valor de 0,01 ($\mu=1\%$), que es el valor que normalmente se usa en estructuras de altura como grandes edificios. Este valor funcionó en forma aceptable en el muelle transparente, transformando al AMS en un buen dispositivo para controlar las oscilaciones que provoca un sismo. Este dispositivo tiene la única desventaja que funciona muy bien sólo para la frecuencia natural a la que está sintonizado, o en sintonía con los modos en que los períodos naturales son muy similares. Esto indica, que en un sistema que oscila alrededor de un modo predominante, es más fácil sintonizar el AMS y sus efectos de disminución de aceleraciones y deformaciones son más notorios y efectivos.

A pesar de ciertas desventajas, los resultados del muelle modelado con un AMS en su extremo, también fueron satisfactorios ya que disminuyeron las aceleraciones y los desplazamientos laterales en un porcentaje considerable en relación al muelle convencional, en especial en la zona en que el muelle tiende a oscilar mayormente, zona en la que se ubicó el dispositivo con este propósito.

Por razones de tiempo, en este TDT no se alcanzó a realizar otros análisis con respecto a la respuesta del muelle ante diferentes variaciones en los parámetros de diseño del AMS. Se propone para un futuro trabajo, hacer análisis de diferentes variantes de implementación de AMS, como por ejemplo, ver la influencia del aumento de la masa del dispositivo, o estudiar la respuesta de un muelle con un sistema de varios AMS con una misma frecuencia o abarcando una banda de distintas frecuencias. Teóricamente, cuando se incrementa la relación de las masas (μ), la respuesta de la estructura en términos de esfuerzos y desplazamientos se reducen de manera exponencial, o si se usan varios AMS en una banda de frecuencias, se puede abarcar mejores respuestas en un mayor número de modos de vibración. O bien, analizar la variante de una masa sólida a una masa líquida. Hoy en día se están comenzando a usar el tipo ALS (Amortiguador de Líquido Sintonizado), una tipología nueva que aún está en estudio y está compuesta por estanques de agua que buscan disminuir el movimiento vibratorio. Aún hay varias interrogantes y aspectos por analizar en relación a este tema de disipación de energía y control pasivo de oscilaciones.

Desde el punto de vista de las demandas a los pilotes, se pudo constatar que éstos no sufrieron grandes cambios entre el muelle tradicional y los muelles con dispositivos. Al analizar la relación Demanda/Capacidad (PMM) en los pilotes del eje referencial (eje 25), se puede constatar que el muelle con AMS subió levemente entre 1 y 3 puntos porcentuales (entre 0,01 y 0,03), y el muelle con aisladores subió entre 7 y 12 puntos porcentuales (entre 0,07 y 0,12). Esto indica que los pilotes, prácticamente mantienen su capacidad ante las demandas en las dos soluciones con dispositivos, con respecto al muelle tradicional.

En los tres muelles analizados, los pilotes presentan un amplio rango de valores para la relación PMM (relación Demanda/Capacidad), valores que van desde los 0,33 hasta los 0,86 (desde 33% hasta 86% de relación entre resistencia requerida/resistencia de diseño). Esto haría pensar que hay pilotes que trabajan mucho menos que otros, y que podrían eliminarse. Si esto se lleva a cabo, el análisis se debe hacer de nuevo porque habría una redistribución de esfuerzos que podría arrojar resultados muy diferentes. Tal vez no sea bueno eliminar pilotes porque se perdería la condición de simetría que hay en todos los ejes, se perdería estabilidad y/o se induciría a efectos de torsión que complicarían el diseño y el cálculo. Tal vez lo recomendable sea disminuir las secciones de algunos pilotes menos exigidos para economizar material, pero aun así habría que rehacer el análisis para ver qué sucede con el resto del pilotaje.

Para concluir los comentarios y conclusiones de índole estructural, se puede decir que los dispositivos de protección sísmica, si se implementan con criterio y eficiencia, pueden ser muy efectivos en controlar el comportamiento de un muelle transparente ante la demanda sísmica.

Una opinión personal, podría indicar que lo mejor es dotar al muelle con dispositivos de aislación, ya que permiten conocer su rigidez lateral mediante muchos ensayos previos, lo que permite predecir de mejor manera la respuesta del muelle. O bien, se puede definir un periodo objetivo, y de acuerdo a eso encontrar la rigidez necesaria para dicho periodo, y después

buscar aisladores con esas características de rigidez. Otra ventaja es que se pueden combinar conjuntos de dispositivos, con distintas rigideces, para lograr ciertos efectos deseados de movimiento.

Si bien los aisladores tienen varias ventajas al implementarlos en un muelle, aún quedan muchas variables por conocer de los AMS, los que podrían resultar tanto o más efectivos que los aisladores, y hasta mucho más económicos. Como sea, ambos tipos de dispositivos (aisladores y AMS) son fáciles de implementar y prácticamente no tienen costos asociados a mantención. Pero la mayor ventaja de éstos es que pueden mejorar el control de las aceleraciones y de los desplazamientos de un muelle, otorgándole mayor seguridad estructural y aumentando las posibilidades de mantener su condición de servicialidad comercial, operatividad productiva y/o conectividad estratégica.

5.1.2 Índole Normativa

Desde la perspectiva del marco normativo para desarrollar un proyecto de un muelle transparente en Chile, se puede afirmar que existe cierta incertidumbre al respecto, porque este marco puede ser bien amplio y variado, abarcando muchas normas extranjeras y unas pocas nacionales que constituyen un mar de códigos, disposiciones, directrices y fórmulas que, muchas veces, resulta difícil de abarcar y luego sincretizar sin tener la suficiente experiencia.

A continuación se resume brevemente, las diferentes normativas adoptadas para desarrollar este TDT, normas que ayudaron a este proyecto de diseño sísmico de un muelle transparente ficticio en territorio chileno.

- Definición y características del Buque de Diseño:
 - Norma Japonesa [13]
- Aspectos geotécnicos y capacidad estructural de pilotes:
 - Norma ROM [6]
 - Norma API [12]
 - Norma AASHTO [14]
 - Manual de Carreteras [15]
- Dispositivos de protección sísmica (Aisladores):
 - NCh 2745 of2013 [17]
- Estados de carga:
 - Norma UFC 4-152-01 [18]
- Sobrecargas de uso:
 - NCh 2369 of2003 [2]
 - Guía de diseño de obras portuarias de la DOP [5]

- Norma AASHTO [14]
- Cargas de atraque y de amarre:
 - Norma Japonesa [13]
 - Norma ROM [19]
- Cargas sísmicas:
 - NCh 2369 of2003 [2]
 - NCh 2745 of2013 [17]
- Combinaciones de carga:
 - Norma UFC 4-152-01 [18]

Todas estas normas, chilenas y extranjeras, se deben conjugar de manera apropiada, teniendo especial cuidado en transformar los diversos sistemas de unidades a un único sistema. Por nombrar algunos ejemplos, las normas extranjeras tienen formulaciones que están en unidades como [KN], [KPa], [Lb/ft²], [KN/m²], [Lb/m²], [Lb/in²], entre otras. Cabe destacar que muchas formulaciones y procedimientos coinciden entre algunas normas, lo que hace suponer que algunas normas adoptan el enfoque y los criterios de diseño que otras establecen, aunque a veces salen a la luz algunas discrepancias de conceptos entre ellas, como por ejemplo, la diferencia entre peso específico (γ) y densidad (ρ) del fluido que se encontró en el ítem para calcular las Cargas de Amarre (ver desglose y comentarios de ecuaciones 3.15 y 3.16)

En este TDT se tuvo la oportunidad de sumergirse, aunque sea de manera superficial, en una pequeña parte del universo nuevo de normas extranjeras (y un sin número de otras referencias bibliográficas) adquiriendo una nueva visión de cómo los profesionales de otros países abordan y resuelven ciertos problemas de ingeniería.



Referencias Bibliográficas

- [1] *NCh 433 Of1996. Modificada en 2009. Diseño Sísmico de Edificios.* Instituto Nacional de Normalización (INN). Santiago, Chile. 2009.
- [2] *NCh 2369 Of2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.* Instituto Nacional de Normalización (INN). Santiago, Chile. 2003.
- [3] *Comportamiento Sísmico de Estructuras de Puerto.* Tesis para optar al grado de Magister de Santiago Brunet Gutierrez, Pontificia Universidad Católica de Chile. 2012.
- [4] *Guía para el Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras.* Dirección de Obras Portuarias (DOP) del Ministerio de Obras Públicas (MOP). 1ª Edición. Chile. 2013.
- [5] *Modernización Portuaria en Chile.* Iris Carrillo e Ingrid Santander, Universidad Austral de Chile. Síntesis Tecnológica. V.2 N° 2. Chile. 2005.
- [6] *Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM 0.5-05), Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias.* Dirección General de Puertos y Costas. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. España. 2005.
- [7] *Seismic Design Guidelines for Port Structures.* PIANC, World Association for Waterborne Transport Infrastructure (Asociación Mundial de Infraestructuras del Transporte Acuático). Working Group N° 34 of Maritime Navigation. 1ª Edición. 2001.
- [8] *Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Buildings Seismic Provisions.* Chia-Ming Uang. University of California. Journal of Structural Engineering. USA. 1991.
- [9] *Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía.* Documento Técnico N° 29. Corporación de Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción. Chile. 2012.
- [10] *Aislación Sísmica de Edificios en Chile.* R. Boroscchek, M. Sarrazin, M. Moroni. Boletín de Información Tecnológica (BIT), Vol. 1, N° 2. Chile. 1994.
- [11] *Puerto Valparaíso. Plan Maestro Puerto de Valparaíso 2012.* Empresa Portuaria de Valparaíso. Chile. Mayo de 2012.
- [12] *Designing and Constructing Fixed Offshore Platform – Working Stress Design.* API (American Petroleum Institute). RP2A-WSD, 21ª edición. USA. 2000.
- [13] *Technical Standards and Commentaries for Ports and Harbor Facilities in Japan.* Japan Port and Harbour Association. Japón. 1999.

- [14] *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Sección 10 (SI) - Fundaciones.* Bureau of Public Roads. USA. 2004.
- [15] *Manual de Carreteras. Volumen N° 3. Instrucciones y Criterios de Diseño.* Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad. Chile. 2008.
- [16] *Eficiencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en Estructuras Sismorresistentes.* Daniel Ambrosini, Guadalupe Cuitiño y Jorge Rebeco. Argentina. 2012.
- [17] *NCh 2745 Of2013. Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica.* Instituto Nacional de Normalización (INN). Santiago, Chile. 2013.
- [18] *Unified Facilities Criteria (UFC 4-152-01), Design: Piers and Wharves.* U.S. Army Corps of Engineers - Naval Facilities Engineering Command - Air Force Civil Engineer Support Agency. 2012.
- [19] *Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM 3.1-99), Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos.* Dirección General de Puertos y Costas. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. España. 2011.
- [20] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.* American Society of Civil Engineers (ASCE) and Structural Engineering Institute (SEI). USA. 2010.

Anexos

En esta sección se muestran sólo algunos de los diversos cálculos hechos para la elaboración de los modelos y para las verificaciones estructurales de los resultados del los análisis realizados.

▪ Altura de Pilotes y Deformaciones Admisibles

Deformaciones Sísmicas Admisibles en Pilotes

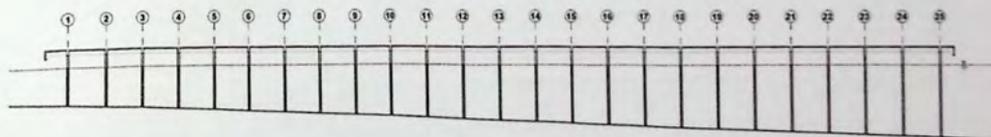
(según NCh 2369)

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,015 \cdot h$$

Profundidades y Longitudes de Pilotes

Eje	x [m]	h [m]	L [m]
1	6	-13,7	63,7
2	16	-14,1	64,1
3	26	-14,5	64,5
4	36	-14,9	64,9
5	46	-15,3	65,3
6	56	-15,7	65,7
7	66	-16,1	66,1
8	76	-16,5	66,5
9	86	-16,9	66,9
10	96	-17,3	67,3
11	106	-17,7	67,7
12	116	-18,1	68,1
13	126	-18,5	68,5
14	136	-18,9	68,9
15	146	-19,3	69,3
16	156	-19,7	69,7
17	166	-20,1	70,1
18	176	-20,5	70,5
19	186	-20,9	70,9
20	196	-21,3	71,3
21	206	-21,7	71,7
22	216	-22,1	72,1
23	226	-22,5	72,5
24	236	-22,9	72,9
25	246	-23,3	73,3

Eje	altura pilote h [m]	$\Delta_{\text{máx}}$ [m]
1	13,74	0,21
2	14,14	0,21
3	14,54	0,22
4	14,94	0,22
5	15,34	0,23
6	15,74	0,24
7	16,14	0,24
8	16,54	0,25
9	16,94	0,25
10	17,34	0,26
11	17,74	0,27
12	18,14	0,27
13	18,54	0,28
14	18,94	0,28
15	19,34	0,29
16	19,74	0,30
17	20,14	0,30
18	20,54	0,31
19	20,94	0,31
20	21,34	0,32
21	21,74	0,33
22	22,14	0,33
23	22,54	0,34
24	22,94	0,34
25	23,34	0,35



Curvas de Transferencias de Carga

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL MÁXIMA ARENAS

Arenas Superficiales $p_{us} = (C_1 \cdot H + C_2 \cdot D) \cdot \gamma \cdot H$

Arenas Profundas $p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot H$

donde:

p_u : Resistencia máxima del suelo [KN/m²]

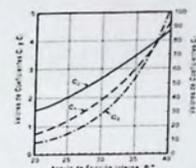
γ : Peso unitario efectivo del suelo [KN/m³]

H: Profundidad [m]

C₁, C₂, C₃: Coeficientes determinados en Fig. 3.12

ϕ' : Ángulo de fricción interna de la arena [°]

D: Diámetro del pilote [m]



CURVAS p-y

$$P = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot H}{A \cdot p_u} \cdot y\right)$$

donde:

A: Factor para condiciones de cargas estáticas o cíclicas. Evaluado por:

A = 0.9 para cargas cíclicas

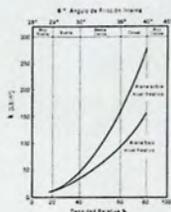
A = (3 - 0.8 · H/D) para cargas estáticas

p_u : Resistencia máxima del suelo [KN/m²]

k: Módulo inicial de balasto [KN/m³] que se determina de la Fig. 3.13 como función del ángulo de fricción interna, ϕ' .

H: Profundidad [m]

y: Deformación lateral [m]



Horizonte I

γ [KN/m ³]	10
D [m]	0.6
C ₁	4.6
C ₂	4.3

H [m]	P _{us} [KPa]
0	0
1	71.8
2	235.6
3	491.4
4	839.2
5	1279

Horizonte III

γ [KN/m ³]	12
D [m]	0.6
C ₃	100

H [m]	P _{us} [KPa]
31	22320
32	23040
33	23760
34	24480
35	25200
36	25920
37	26640
38	27360
39	28080
40	28800
41	29520
42	30240
43	30960
44	31680
45	32400
46	33120
47	33840
48	34560
49	35280
50	36000

H=1

H	1
P _u	71.8
A	0.9
k	40000

y	P
0	0
0.001	35.57
0.002	54.60
0.003	61.54
0.004	63.71
0.005	64.36
0.006	64.54
0.007	64.60
0.008	64.61
0.009	64.62
0.01	64.62
0.011	64.62
0.012	64.62
0.013	64.62
0.014	64.62
0.015	64.62
0.016	64.62
0.017	64.62
0.018	64.62
0.019	64.62
0.02	64.62

H=2

H	2
P _u	235.6
A	0.9
k	40000

y	P
0	0
0.001	76.41

H=3

H	3
P _u	491.4
A	0.9
k	40000

y	P
0	0
0.001	117.14

H=4

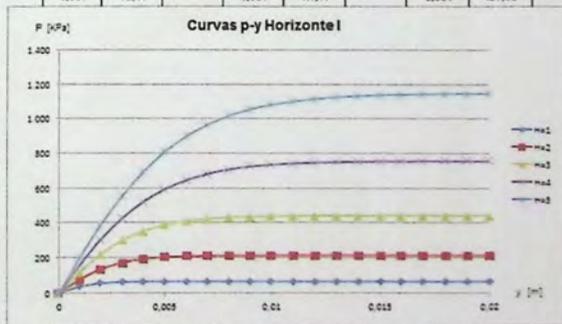
H	4
P _u	839.2
A	0.9
k	40000

y	P
0	0
0.001	157.65

H=5

H	5
P _u	1279
A	0.9
k	40000

y	P
0	0
0.001	198.01
0.002	304.64
0.003	550.98
0.004	692.01
0.005	606.61
0.006	696.55
0.007	965.24
0.008	1076.61
0.009	1054.43
0.01	1061.98
0.011	1101.82
0.012	1118.06
0.013	1126.24
0.014	1133.48
0.015	1139.62
0.016	1142.27
0.017	1144.96
0.018	1146.63
0.019	1147.98
0.02	1148.88



Reduccion 80

M.12		M.13		M.14		M.15		M.16		M.17		M.18		M.19	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
31	32289	32	32289	33	32289	34	32289	35	32289	36	32289	37	32289	38	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.20		M.21		M.22		M.23		M.24		M.25		M.26		M.27	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
39	32289	40	32289	41	32289	42	32289	43	32289	44	32289	45	32289	46	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

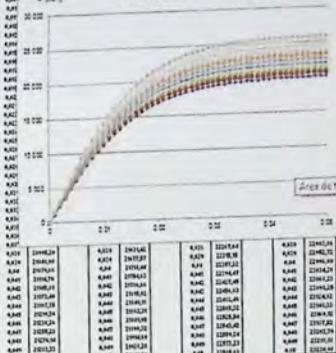
M.28		M.29		M.30		M.31		M.32		M.33		M.34		M.35	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
47	32289	48	32289	49	32289	50	32289	51	32289	52	32289	53	32289	54	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.36		M.37		M.38		M.39		M.40		M.41		M.42		M.43	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
55	32289	56	32289	57	32289	58	32289	59	32289	60	32289	61	32289	62	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.44		M.45		M.46		M.47		M.48		M.49		M.50		M.51	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
63	32289	64	32289	65	32289	66	32289	67	32289	68	32289	69	32289	70	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.52		M.53		M.54		M.55		M.56		M.57		M.58		M.59	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
71	32289	72	32289	73	32289	74	32289	75	32289	76	32289	77	32289	78	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

Curvas p-y Horizontales (H=31 a 40 m)



M.60		M.61		M.62		M.63		M.64		M.65		M.66		M.67	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
81	32289	82	32289	83	32289	84	32289	85	32289	86	32289	87	32289	88	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.68		M.69		M.70		M.71		M.72		M.73		M.74		M.75	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
89	32289	90	32289	91	32289	92	32289	93	32289	94	32289	95	32289	96	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

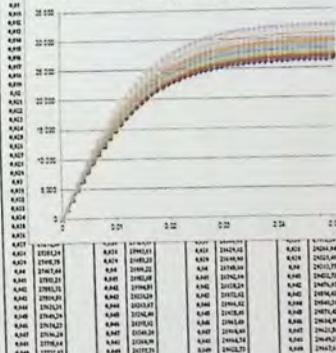
M.76		M.77		M.78		M.79		M.80		M.81		M.82		M.83	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
97	32289	98	32289	99	32289	100	32289	101	32289	102	32289	103	32289	104	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.84		M.85		M.86		M.87		M.88		M.89		M.90		M.91	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
105	32289	106	32289	107	32289	108	32289	109	32289	110	32289	111	32289	112	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.92		M.93		M.94		M.95		M.96		M.97		M.98		M.99	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
113	32289	114	32289	115	32289	116	32289	117	32289	118	32289	119	32289	120	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

M.100		M.101		M.102		M.103		M.104		M.105		M.106		M.107	
N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	P
121	32289	122	32289	123	32289	124	32289	125	32289	126	32289	127	32289	128	32289
A	4,7														
4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099	4	4099

Curvas p-y Horizontales (H=41 a 50)



CAPACIDAD DE CARGA LATERAL MÁXIMA ARCILLAS

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D}$$

$$3c \leq p_u < 9c \quad \text{para } 0 \leq X < X_0$$

$$p_u = 9c \quad \text{para } X \geq X_0$$

$$X_0 = \frac{6D}{\gamma D + c}$$

$$X_0 = 9.63 \quad [\text{mm}]$$

$$X_0 = 9.63 \quad [\text{m}]$$

$$X_0 = 10 \quad [\text{m}]$$

$$X_0 = 10000 \quad [\text{mm}]$$

donde

p_u : Resistencia máxima del suelo [kPa]

c : Resistencia cohesiva no drenada para muestras de arcilla no alteradas [kPa]

D : Diámetro del pilote [mm]

γ : Peso unitario efectivo del suelo [kN/m³]

J : Constante empírica adimensional con valores en un rango de 0.25 a 0.5 obtenidos por pruebas de campo

X : Profundidad bajo la superficie del suelo marino [mm]

X_0 : Profundidad bajo la superficie del suelo marino hasta el fondo de la zona que define la reducción de resistencia [mm]. Para una condición de resistencia constante las ecuaciones para p_u se igualan y se tiene

$$\text{que } X_0 = \frac{6D}{\gamma D + c}$$

Horizonte II

$$\gamma \quad [\text{MN/m}^3] \quad 0.01$$

$$D \quad [\text{mm}] \quad 600$$

$$c \quad [\text{kPa}] \quad 400$$

$$J \quad 0.35$$

$$5000 < X \leq 10000 \quad [\text{mm}]$$

$$10000 < X \leq 25000 \quad [\text{mm}]$$

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D}$$

$$p_u = 1200 + 0.24 X$$

$$p_u = 9c$$

$$p_u = 3600$$

X [mm]	Pu [kPa]
5000	2400
6000	2640
7000	2880
8000	3120
9000	3360
10000	3600

$$10000 < X \leq 25000 \quad [\text{mm}]$$

$$X' = X_0$$

$$P/P_u \quad \gamma/\gamma_0$$

$$0.00 \quad 0.0$$

$$0.50 \quad 1.0$$

$$0.72 \quad 3.0$$

$$0.72 \quad \infty$$

$$P = 0.5 \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{1/3}$$

$$P_u = 0.5 \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{1/3}$$

P : Resistencia actual del suelo [kPa]

γ : Desplazamiento lateral actual [mm]

$\gamma_0 = 2.5 k_0 D$ [mm], $k_0 = 0.01$ y 0.02 para arcillas finas y medias respectivamente. En la brida cuando ocurre la rotación del elemento a fuerza de compresión no lateral.

$\gamma_c = 2.5 k_0 D$ [mm]

$e_c = 0.02$

(arcillas blandas)

(arcillas duras)

P/P_u	γ/γ_c
0	0
0.23	0.1
0.29	0.2
0.33	0.3
0.37	0.4
0.40	0.5
0.42	0.6
0.44	0.7
0.46	0.8
0.48	0.9
0.5	1
0.72	3
0.72	20

$$X=11000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2592	90
2592	600

$$X=12000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2592	90
2592	600

$$X=13000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2592	90
2592	600

$$X=14000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

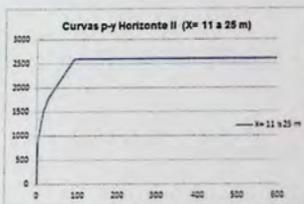
p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2592	90
2592	600

$$X=25000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2592	90
2592	600



CURVAS p-y

$$5000 < X \leq 10000 \quad [\text{mm}]$$

$$X' = X_0$$

$$P/P_u \quad \gamma/\gamma_0$$

$$0.00 \quad 0.0$$

$$0.50 \quad 1.0$$

$$0.72 \quad 3.0$$

$$0.72 \quad \infty$$

$$P = 0.5 \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{1/3}$$

$$P_u = 0.5 \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{1/3}$$

P : Resistencia actual del suelo [kPa]

γ : Desplazamiento lateral actual [mm]

$\gamma_0 = 2.5 k_0 D$ [mm], $k_0 = 0.01$ y 0.02 para arcillas finas y medias respectivamente. En la brida cuando ocurre la rotación del elemento a fuerza de compresión no lateral.

$\gamma_c = 2.5 k_0 D$ [mm]

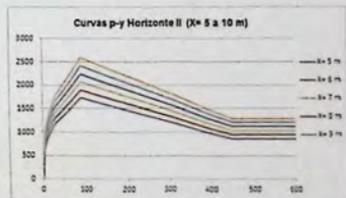
$e_c = 0.02$

(arcillas blandas)

(arcillas duras)

$X_0 = 0.5$

P/P_u	γ/γ_c
0	0
0.23	0.1
0.29	0.2
0.33	0.3
0.37	0.4
0.40	0.5
0.42	0.6
0.44	0.7
0.46	0.8
0.48	0.9
0.5	1
0.72	3
0.72	20



$$X=5000$$

$$p_u \quad 2400$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
537	3
702	6
803	9
884	12
952	15
1012	18
1066	21
1114	24
1159	27
1200	30
1728	90
1728	600

$$X=6000$$

$$p_u \quad 2640$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
613	3
772	6
884	9
973	12
1049	15
1113	18
1172	21
1225	24
1274	27
1320	30
1901	90
1901	600

$$X=7000$$

$$p_u \quad 2880$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
666	3
842	6
964	9
1061	12
1143	15
1216	18
1278	21
1337	24
1390	27
1440	30
2074	90
2074	600

$$X=8000$$

$$p_u \quad 3120$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
724	3
912	6
1044	9
1149	12
1238	15
1316	18
1385	21
1448	24
1506	27
1560	30
2246	90
2246	600

$$X=9000$$

$$p_u \quad 3360$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
782	3
982	6
1128	9
1238	12
1333	15
1417	18
1492	21
1560	24
1622	27
1680	30
2419	90
2419	600

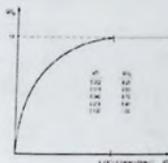
$$X=10000$$

$$p_u \quad 3600$$

$$y_e \quad 30$$

p	γ
0	0
835	3
1053	6
1205	9
1326	12
1429	15
1518	18
1598	21
1671	24
1738	27
1800	30
2692	90
2692	600

CURVAS Q-z



donde:
 z : deformación en la punta del pilote [mm]
 D : diámetro del pilote [mm]
 Q : capacidad de carga al exterior entre suelo y pilote [kN]
 Q_u : capacidad total (Q_u) en la punta [kN]
 calculada de acuerdo a Tabla 3.1 (que entrega y recomienda la norma API)

ARCILLAS

Horizonte 2 $q_p [T/m^2] = 360$

Diámetro Pilote $D [mm] = 600$ Capacidad carga en la punta $Q_p [T] = 102$

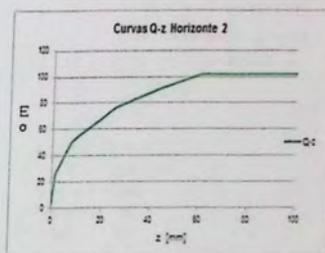
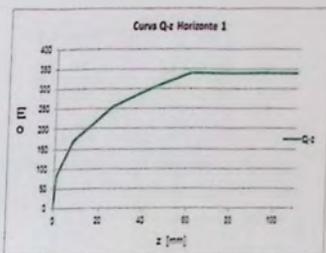
z [D]	Q/Q _p	z [mm]	Q [T]
0	0	0	0
0,002	0,25	1,2	25
0,013	0,5	7,8	51
0,042	0,75	25,2	76
0,073	0,9	43,8	92
0,1	1	60	102
0,2	1	120	102

ARENAS

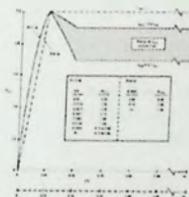
Horizontes 1 y 3 $q_p [T/m^2] = 1200$

Diámetro Pilote $D [mm] = 600$ Capacidad carga en la punta $Q_p [T] = 339$

z [D]	Q/Q _p	z [mm]	Q [T]
0	0	0	0
0,002	0,25	1,2	85
0,013	0,5	7,8	170
0,042	0,75	25,2	254
0,073	0,9	43,8	305
0,1	1	60	339
0,2	1	120	339



CURVAS t-z



donde:
 z : deformación local del pilote [mm]
 D : diámetro del pilote [mm]
 t : adherencia y/o transferencia de corte entre suelo y pilote [kPa]
 t_{max} : adherencia máxima en el sistema suelo-pilote, o capacidad unitaria límite calculada de fricción de piel (t) [kPa], de acuerdo a Tabla 3.1 (que entrega y recomienda la norma API)

ARCILLAS

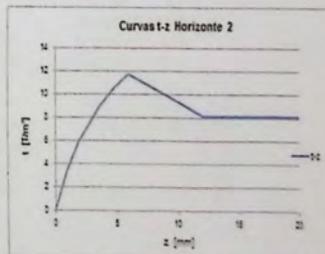
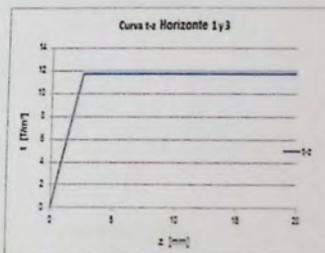
Diámetro Pilote $D [mm] = 600$ Fricción unitaria máxima $t_{máx} [T/m] = 11,7$

z [D]	t/t _{máx}	z [mm]	t [T/m]
0	0	0	0
0,0016	0,3	0,96	3,51
0,0031	0,5	1,86	5,85
0,0057	0,75	3,42	8,775
0,008	0,9	4,8	10,53
0,01	1	6	11,7
0,02	0,7	12	8,19
0,04	0,7	24	8,19

ARENAS

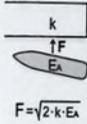
Fricción unitaria máxima $t_{máx} [T/m] = 11,7$

z [D]	t/t _{máx}	z [mm]	t [T/m]
0	0	0	0
0,1	1	2,54	11,7
1	1	25,4	11,7



▪ Cargas de Atraque y de Amarre

Cargas de Atraque $F = 105$ [T]



Rigidez Lateral del Muelle

$$k = 14 \quad [\text{T/m}]$$

Energía de Atraque

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot M_s \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$$

$$M_s = 3000 \quad [\text{T}]$$

$$V_b = 0,5 \quad [\text{m/s}]$$

$$C_e = 0,5$$

$$C_m = 2,1$$

$$C_s = 1$$

$$C_c = 1$$

$$E_A = 394 \quad [\text{KN m}]$$

$$E_A = 394 \quad [\text{Tf m}]$$

$$r = (0,19C_b + 0,11)L_{pp}$$

$$C_b = \frac{V}{L_{pp} B d}$$

$$C_b = 0,7$$

$$L_{pp} = 70 \quad [\text{m}]$$

$$V = 10000 \quad [\text{m}^2]$$

$$B = 20 \quad [\text{m}]$$

$$D = 10 \quad [\text{m}]$$

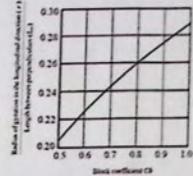
$$C_r = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

$$L = 30 \quad [\text{m}]$$

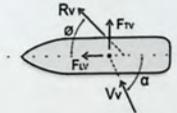
$$r = 17,2 \quad [\text{m}]$$

$$r/L_{pp} = 0,25$$

$$C_r = 1 + \frac{\pi d}{2C_b B}$$



carga de viento sobre el buque



$$F_{TV} = R_V \cdot \text{sen}(\theta)$$

$$R_V = \frac{\gamma_A}{2 \cdot g} \cdot C_V \cdot V_v^2 (A_T \cos^2(\alpha) + A_L \text{sen}^2(\alpha))$$

$$\text{tg}(\theta) = \left(\frac{A_L}{A_T}\right) \cdot \text{tg}(\alpha)$$

$$A_T = B \cdot (G + h_T) \quad \text{con } h_T = 8,5 \text{ [m]}$$

$$A_L = L_{pp} \cdot (G + h_L) \quad \text{con } h_L = 5 \text{ [m]}$$

(según buque de diseño)

$$L_{pp} [\text{m}] = 70$$

$$B [\text{m}] = 20$$

$$G [\text{m}] = 5$$

$$h_T [\text{m}] = 8,5$$

$$h_L [\text{m}] = 5$$

$$A_T [\text{m}^2] = 270$$

$$A_L [\text{m}^2] = 700$$

$$\gamma_A [\text{T/m}^2] = 0,0123$$

$$C_V = 1,3$$

$$2g [\text{m/s}^2] = 19,62$$

$$V_v [\text{m/s}] = 15$$

$$V_v^2 [\text{m}^2/\text{s}^2] = 225$$

$$F_{TV} = 122 \quad [\text{T}]$$

$$R_V = 123 \quad [\text{T}]$$

$$\alpha [^\circ] = 75$$

$$\alpha [\text{rad}] = 1,3$$

$$\text{tg}(\alpha) = 3,73$$

$$\text{sen}(\alpha) = 0,97$$

$$\text{cos}(\alpha) = 0,26$$

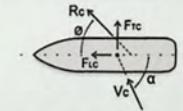
$$\text{tg}(\theta) = 9,68$$

$$\theta [\text{rad}] = 1,47$$

$$\theta [^\circ] = 84$$

$$\text{sen}(\theta) = 0,99$$

carga de corriente sobre el buque



$$F_{IC} = R_C \cdot \text{sen}(\theta)$$

$$R_C = \frac{\gamma_w}{2 \cdot g} \cdot V_c^2 \cdot \frac{C_T \cdot A_T \cos^2(\alpha) + C_L \cdot A_L \text{sen}^2(\alpha)}{\cos(\theta - \alpha)}$$

$$\text{tg}(\theta) = \left(\frac{A_L}{A_T}\right) \cdot \text{tg}(\alpha)$$

$$A_T = B \cdot D$$

$$A_L = L_{pp} \cdot D$$

$$L_{pp} [\text{m}] = 70$$

$$B [\text{m}] = 20$$

$$D [\text{m}] = 7$$

$$A_T [\text{m}^2] = 140$$

$$A_L [\text{m}^2] = 490$$

$$\gamma_w [\text{T/m}^3] = 10,3$$

$$C_T = 3$$

$$C_L = 0,6$$

$$2g [\text{m/s}^2] = 19,62$$

$$V_c [\text{m/s}] = 0,26$$

$$V_c^2 [\text{m}^2/\text{s}^2] = 0,068$$

$$F_{IC} = 14 \quad [\text{T}]$$

$$R_V = 14,56 \quad [\text{T}]$$

$$\alpha [^\circ] = 45$$

$$\alpha [\text{rad}] = 0,8$$

$$\text{tg}(\alpha) = 1,00$$

$$\text{sen}(\alpha) = 0,71$$

$$\text{cos}(\alpha) = 0,71$$

$$\text{tg}(\theta) = 3,50$$

$$\theta [\text{rad}] = 1,29$$

$$\theta [^\circ] = 74,05$$

$$\text{sen}(\theta) = 0,97$$

$$\theta - \alpha = 0,51$$

$$\text{cos}(\theta - \alpha) = 0,87$$

Verificación de Capacidad Axial de los Pilotes

Formulación de Diseño $F_s \cdot P \leq Q_f + Q_p$ [T] $F_s = 2,5$

$$Q_f = f \cdot A_s \quad A_s = 1,76 \text{ [m}^2\text{ para } \varnothing 22'$$

$$A_s = 1,99 \text{ [m}^2\text{ para } \varnothing 25'$$

$$Q_p = q \cdot A_p \quad A_p = 0,022 \text{ [m}^2\text{ para } \varnothing 22'$$

$$A_p = 0,025 \text{ [m}^2\text{ para } \varnothing 25'$$

Horizonte I

$$h = 5 \text{ [m]}$$

$$f = 11 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$Q_f = 97 \text{ [T para } \varnothing 22'$$

$$Q_f = 109 \text{ [T para } \varnothing 25'$$

Horizonte II

$$h = 25 \text{ [m]}$$

$$f = 20 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$Q_f = 880 \text{ [T para } \varnothing 22'$$

$$Q_f = 995 \text{ [T para } \varnothing 25'$$

Horizonte III

$$h = 20 \text{ [m]}$$

$$f = 12 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$Q_f = 422 \text{ [T para } \varnothing 22'$$

$$Q_f = 478 \text{ [T para } \varnothing 25'$$

Total

$$Q_f = 1399 \text{ [T para } \varnothing 22'$$

$$Q_f = 1582 \text{ [T para } \varnothing 25'$$

Horizonte IV

$$q = 2000 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$Q_p = 44 \text{ [T para } \varnothing 22'$$

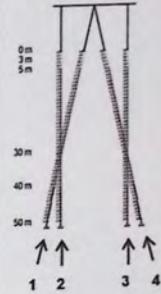
$$Q_p = 60 \text{ [T para } \varnothing 25'$$

$$P \leq \frac{Q_f + Q_p}{F_s} \quad P \leq 577 \text{ [T para } \varnothing 22' (2 y 3)$$

$$P \leq 653 \text{ [T para } \varnothing 25' (1 y 4)$$

Reacciones (R = P) (según envolvente)

Eje	1	2	3	4
1	225	195	195	228
2	271	287	287	274
3	258	280	280	260
4	256	275	275	257
5	255	274	274	255
6	253	274	274	253
7	253	274	274	252
8	252	274	274	251
9	252	274	274	250
10	252	275	274	249
11	253	275	275	248
12	253	275	275	248
13	254	275	275	248
14	255	275	275	248
15	257	275	275	248
16	258	275	275	249
17	260	276	275	250
18	262	276	275	251
19	264	276	276	252
20	266	275	274	253
21	268	279	279	254
22	270	278	277	256
23	273	278	277	258
24	270	274	274	254
25	277	272	272	261



Verificación de Capacidad a Flexo-Compresión de los Pilotes (PMM)





UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROTECCIÓN SÍSMICA
PARA MUELLE TRANSPARENTE

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias
de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Enero, 2016