

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA

ESTUDIO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN EN ESTRUCTURA PORTUARIA DE MARCOS

CÉSAR ANTONIO CANIO SUÁREZ

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

DIEGO LOPEZ-GARCIA

Santiago de Chile, enero, 2020.

(A mi señora Nelly y a mis hijos,Agus y Anto. Sin su energía no seríala persona que soy hoy en día)

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer el apoyo de profesores, colegas de trabajo, familia y amigos. Después de dos años de estudio es importante destacar la ayuda y apoyo de colegas y profesores, quienes me han entregado parte de su tiempo en entender y desarrollar los temas revisados en el programa. Por otra parte, quisiera agradecer el apoyo brindado por mi profesor supervisor Sr. Diego López-García el cual además de compartir sus conocimientos y solidos conceptos en el ámbito de la ingeniería estructural, entrega algo que para mí es muy valiosos y es la pasión que hay que tener cuando nos enfrentamos a diferentes problemas que se originan en el desarrollo de la profesión.

No quiero dejar de agradecer el apoyo y amor que me entrega mi familia, en especial a mi compañera de vida y madre de mis hermosos hijos, Nelly González Sanhueza, decirte amor que sin tu apoyo y amor brindado no sería la persona que soy hoy en día.

Quisiera agradecer de manera muy especial a todo el personal de la empresa de ingeniería "GSI Ingenieros Consultores" por darme el tiempo y la ayuda necesaria para sobrepasar las dificultades inherentes a un programa de postgrado para profesionales. Agradezco de manera muy profunda a don Jorge Araya Mena, Gerente General de GSI Ingeniería, por su apoyo durante todo el programa, también agradezco el apoyo de mis amigos, en especial a José González, gracias amigo por compartir conmigo esta pasión día a día.

Los registros sísmicos utilizados en este trabajo fueron proporcionados por el proyecto SIBER-RISK: riesgo de terremoto basado en simulación y resistencia de sistemas y redes interdependientes CONICYT / FONDECYT / 1170836.

ii

INDICE GENERAL

Cont	enido Pág.
I.	INTRODUCCIÓN 13
II.	OBJETIVOS14
	II.1. Objetivo General
	II.2. Objetivos Específicos
III.	METODOLOGIA 15
IV.	MODELACIÓN 18
	IV.1.Modelación – Cargas
	IV.2. Modelación – Suelo
	IV.3. Modelación – Elementos No Lineales (Vigas y Pilotes)
	IV.4. Modelación – Registros Sísmicos
V.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO – LINEAL "PUSHOVER" 42
VI.	FACTOR DE ESCALAMIENTO 44
VII.	ANÁLISIS DE RESULTADOS 49
	VII.1. Resultados Caso A
	VII.2. Resultados Caso B
	VII.3. Evaluación Colapso Mediante Análisis Estático No-Lineal "Pushover" 83
VIII	. DISCUSIÓN FINAL
IX.	BIBLIOGRAFIA

X.	ANEXOS	96
	X.1. Cálculo Curvas t-z	.96

INDICE DE TABLAS

Contenido	Pág.
Tabla III-1: Dimensiones de los Pilotes	16
Tabla III-2: Refuerzo de Viga en Unión con Pilote: Longitud y Espesor	17
Tabla IV-1: Propiedades Geotécnicas Consideradas en Curvas t-z	24
Tabla IV-2: Registros Sísmicos Considerados en el Análisis	
Tabla IV-3: Cuadro Resumen PGA Horizontal y Vertical. Registros Sísmicos .	41
Tabla VI-1: Cálculo de Rigidez Efectiva Secante	45
Tabla VI-2: Cálculo Masa Sísmica. Marco Muelle	45
Tabla VI-3: Cálculo pseudo-aceleración. Lado Mar y Lado Tierra	45
Tabla VI-4: Cálculo Factores de Escalamientos Lado Mar y Lado Tierra	47
Tabla VII-1: Resumen Factores de Reducción de la Respuesta. Caso A	55
Tabla VII-2: Resumen Factores de Reducción de la Respuesta. Caso B	71
Tabla VII-3: Comparación Factores de Reducción de la Respuesta Caso A ve	ersus Caso B.
	71
Tabla VII-4: Fuerzas Sísmicas Elástica y de Diseño	
Tabla VII-5: Factor de Reducción de la Respuesta. Mediante AENL	89
Tabla VIII-1: Comparación Factores de Reducción de la Respuesta Caso A ve	ersus Caso B.
	90
Tabla VIII-2: Resumen Aceleraciones Caso B	
Tabla VIII-3: Potenciales Destructivos. Registros Reales	93
Tabla VIII-4: Potenciales Destructivos Versus Intensidad de Mercalli. Registro	s Reales 94
Tabla VIII-5: Ductilidad Global.	

INDICE DE FIGURAS

Contenido	Pág.
Figura III-1: Corte Típico Muelle Marginal	
Figura IV-1: Definición de Curvas p-y. Lado Mar	
Figura IV-2: Definición de Curvas p-y. Lado Tierra	
Figura IV-3: Curvas p-y a distintas profundidades	21
Figura IV-4: Curvas de Histéresis. Resorte Lateral Tipo Pivot	t22
Figura IV-5: Definición de Curvas t-z	
Figura IV-6: Curvas t-z. Estrato H-1	
Figura IV-7: Curvas t-z. Estrato H-2	
Figura IV-8: Curvas t-z. Estrato H-3	
Figura IV-9: Relación Tensión – Deformación Acero	
Figura IV-10: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Vi	gas27
Figura IV-11: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Pil	otes28
Figura IV-12: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Vi	gas. Ingresada en Modelo 29
Figura IV-13: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Pil	otes. Ingresada en Modelo 29
Figura IV-14: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Llo	lleo 85. Componente EW 31
Figura IV-15: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Llo	lleo 85. Componente Z 31
Figura IV-16: Registro Estación Cerro Esperanza. Terremot	o Llolleo 85. Componente NS
Figura IV-17: Registro Estación Cerro Esperanza. Terremoto	Llolleo 85. Componente Z.32
Figura IV-18: Registro Estación Iquique. Terremoto Quillahu	a 2007. Componente NS 33
Figura IV-19: Registro Estación Iquique. Terremoto Quillahu	a 2007. Componente Z 33
Figura IV-20: Registro Estación Mejillones. Terremoto Quille	ahua 2007. Componente NS 34
Figura IV-21: Registro Estación Mejillones. Terremoto Quilla	ahua 2007. Componente Z34
Figura IV-22: Registro Estación Viña Centro. Terremoto C	obquecura 2010. Componente
EW	

Figura IV-23: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Cobquecura 2010. Componente Z
Figura IV-24: Registro Estación Llolleo. Terremoto Cobquecura 2010. Componente NS . 36
Figura IV-25: Registro Estación Llolleo. Terremoto Cobquecura 2010. Componente Z 36
Figura IV-26: Registro Estación La Serena. Terremoto Illapel 2015. Componente NS 37
Figura IV-27: Registro Estación La Serena. Terremoto Illapel 2015. Componente Z37
Figura IV-28: Registro Estación Tongoy. Terremoto Illapel 2015. Componente EW38
Figura IV-29: Registro Estación Tongoy. Terremoto Illapel 2015. Componente Z
Figura IV-30: Registro Estación Quellón. Terremoto Melinka 2016. Componente NS 39
Figura IV-31: Registro Estación Quellón. Terremoto Melinka 2016. Componente Z 39
Figura IV-32: Registro Estación Aytui. Terremoto Melinka 2016. Componente EW40
Figura IV-33: Registro Estación Aytui. Terremoto Melinka 2016. Componente Z40
Figura V-1: Curva de Capacidad Muelle. Lado Mar y Lado Tierra42
Figura V-2: Análisis Pushover Lado Mar y Lado Tierra. Primera Fluencia
Figura VI-1: Espectros de Respuestas Horizontales46
Figura VI-2: Ingreso Factor de Escalamiento en SAP200047
Figura VI-3: Iteración de Factores de Escalamiento en SAP200048
Figura VII-1: Condición de Colapso Caso A. Registro de Viña Centro 8550
Figura VII-2: Condición de Colapso Caso A. Registro de Cerro Esperanza 8550
Figura VII-3: Condición de Colapso Caso A. Registro de Iquique 200751
Figura VII-4: Condición de Colapso Caso A. Registro de Mejillones 200751
Figura VII-5: Condición de Colapso Caso A. Registro de Viña Centro 2010
Figura VII-6: Condición de Colapso Caso A. Registro de Llolleo 2010
Figura VII-7: Condición de Colapso Caso A. Registro de Serena 201553
Figura VII-8: Condición de Colapso Caso A. Registro de Tongoy 2015
Figura VII-9: Condición de Colapso Caso A. Registro de Quellón 201654
Figura VII-10: Condición de Colapso Caso A. Registro de Aytui 201654
Figura VII-11: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña Centro 85.

Figura VII-12: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Cerro
Esperanza 85
Figura VII-13: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Iquique 2007.56
Figura VII-14: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Mejillones
2007
Figura VII-15: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña Centro
2010
Figura VII-16: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Llolleo 2010. 58
Figura VII-17: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de La Serena 2015.
Figura VII-18: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Tongoy 2015.
Figura VII-19: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Quellón 2016.
Figura VII-20: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Aytui 201660
Figura VII-21: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña
Centro 85
Figura VII-22: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Cerro
Esperanza 8561
Figura VII-23: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Iquique
2007
Figura VII-24: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de
Mejillones 2007
Figura VII-25: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña
Centro 2010
Figura VII-26: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Llolleo
2010
Figura VII-27: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de La
Serena 2015

Figura VII-28: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Tongoy
2015
Figura VII-29: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Quellón
2016
Figura VII-30: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Aytui
2016
Figura VII-31: Condición de Colapso Caso B. Registro de Viña Centro 8566
Figura VII-32: Condición de Colapso Caso B. Registro de Cerro Esperanza 8566
Figura VII-33: Condición de Colapso Caso B. Registro de Iquique 200767
Figura VII-34: Condición de Colapso Caso B. Registro de Mejillones 200767
Figura VII-35: Condición de Colapso Caso B. Registro de Viña Centro 201068
Figura VII-36: Condición de Colapso Caso B. Registro de Llolleo 201068
Figura VII-37: Condición de Colapso Caso B. Registro de Serena 2015
Figura VII-38: Condición de Colapso Caso B. Registro de Tongoy 201569
Figura VII-39: Condición de Colapso Caso B. Registro de Quellón 201670
Figura VII-40: Condición de Colapso Caso B. Registro de Aytui 2016
Figura VII-41: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña Centro 85.
Figura VII-42: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Cerro Esperanza
8572
Figura VII-43: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Iquique 200773
Figura VII-44: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Mejillones 2007.73
Figura VII-45: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Viña Centro 2010.
Figura VII-46: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Llolleo 201075
Figura VII-47: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Serena 201575
Figura VII-48: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Tongoy 201576
Figura VII-49: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Quellón 2016 77
Figura VII-50: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Aytui 201677

Figura VII-51: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña
Centro 85
Figura VII-52: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Cerro
Esperanza 8578
Figura VII-53: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Iquique
2007
Figura VII-54: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B Registro de
Mejillones 2007
Figura VII-55: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña
Centro 2010
Figura VII-56: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Llolleo
2010
Figura VII-57: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de La
Serena 2015
Figura VII-58: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Tongoy
2015
Figura VII-59: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Quellón
2016
Figura VII-60: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Aytui
2016
Figura VII-61: Nivel de Colapso. Pushover Lado Mar
Figura VII-62: Nivel de Colapso. Pushover Lado Tierra
Figura VII-63: Curva de Capacidad Lado Mar y Lado Tierra. Hasta Colapso
Figura VII-64: Ilustración Factores de Sísmicos R y Ωo85
Figura VII-65: Espectro de Diseño y Elástico87
Figura VII-66: Elastoplástica – Lado Tierra
Figura VII-67: Elastoplástica – Lado Mar
Figura VIII-1: Variación Porcentual Factor de Colapso Versus PGAv/PGAh91

RESUMEN

El objetivo de este trabajo consiste en analizar el valor del Factor de Reducción de Respuesta, R, de una obra portuaria tipo muelle marginal portacontenedores ubicado en la región de Valparaíso. La estructura sismorresistente es un marco 2D formado por vigas y pilotes de acero. La estructura es modelada en el programa de análisis estructural SAP2000 V.20. Los pilotes están hincados en el suelo natural y en el núcleo de la escollera. La interacción suelo-estructura es modelada mediante resortes unidimensionales horizontales y verticales cuyas relaciones fuerza-deformación no-lineales fueron definidas considerando las curvas p-y y t-z del terreno de fundación. Se consideraron 10 registros sísmicos obtenidos en las zonas costeras de Chile y originados por terremotos de magnitud mayor a Mw 7.0. Se analiza la influencia de la componente vertical de los registros y de la constante de balasto vertical. El valor de R es analizado en base a resultados obtenidos de análisis tiempo historia no-lineal. También se determina un valor aproximado de referencia en base a resultados obtenidos de análisis estático no-lineal "pushover" según el método de FEMA P-695. Se encontró que los valores de R obtenidos considerando las componentes vertical y horizontal de los registros y las constantes de balasto vertical y horizontal son iguales o menores que los obtenidos considerando solamente la componente horizontal y la constante de balasto horizontal. También se encontró que el análisis "pushover" es una alternativa razonable para el cálculo del factor R cuando no sea posible la realización de numerosos análisis tiempo-historia no-lineales.

ABSTRACT

The objective of this work is to analyze the value of the Response Reduction Factor, R, of a port structure (marginal dock for container storage) located in the Valparaíso region. The lateral force-resisting system is a 2D frame made up of steel beams and piles. The structure is modeled in the commercially available structural analysis program SAP2000 V.20. The piles are embedded in the natural soil and in the core of the breakwater. Soil-structure interaction is modeled by horizontal and vertical uniaxial springs whose nonlinear forcedeformation relationships were defined based on the p-y and t-z curves of the foundation soil. A total of 10 ground motions were considered. They were recorded at coastal zones of Chile and were generated by earthquakes of magnitude greater than Mw 7.0. The influence of the vertical component of the ground motions and the vertical soil-structure interaction is evaluated. The value of R is obtained from results given by nonlinear time-history analysis. An approximate value for reference purposes is also obtained from results given by nonlinear static "pushover" analysis (FEMA P-695). It was found that the value of R obtained considering both the vertical and horizontal components of the ground motions and both vertical and horizontal soil-structure interaction is equal to or less than the value obtained considering only the horizontal component of the ground motions and only the horizontal soil-structure interaction. It was also found that nonlinear static "pushover" analysis is a reasonable alternative to determine the value of R if a large number of nonlinear time history analysis cannot be performed.

I. INTRODUCCIÓN

Desde el terremoto del 27 de febrero de 2010 se han publicado muchos trabajos acerca del diseño sísmico de estructuras en Chile, y se introdujeron cambios en los códigos chilenos de diseño sísmico de estructuras tales como edificios, puentes y puertos. Por ejemplo, en el año 2011 se publicó el Decreto Supremo N°61, el cual introduce modificaciones importantes en el diseño sísmico de edificios habitacionales y de oficinas.

En contraste, el diseño sísmico de obras portuarias no ha sido actualizado. Más aún, en el país muchas obras portuarias han sido diseñadas considerando la norma de diseño sísmico de edificios industriales NCh2369, la cual expresamente señala que no es una norma aplicable para puertos. Sin embargo, la NCh 2369 ha sido adoptada en la Guía de Diseño de Obras Marítimas desarrollada por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas de Chile. Una de las consecuencias de esta realidad es que muchos de los parámetros definidos en NCh2369 han sido obtenidos de estudios sobre edificios industriales, y no son necesariamente correctos para el diseño de una obra portuaria. Uno de estos parámetros es el Factor de Reducción de la Respuesta, comúnmente denominado R. En el presente trabajo se estudiará el factor R mediante el análisis de la respuesta sísmica de un muelle marginal portacontenedores ubicado en la región de Valparaíso. Se trata de una estructura tipo marco ubicada en suelo tipo III. Se ejecutarán análisis tiempo-historia considerando 10 registros sísmicos provenientes de diferentes terremotos ocurridos en Chile de magnitud mayor a Mw 7.0.

II. OBJETIVOS

A continuación, se señalan los objetivos que motivan la presente investigación.

II.1. Objetivo General

Determinar de manera aproximada el Factor de Reducción de la Respuesta para un Muelle Marginal Portacontenedores cuya materialidad es acero tanto en pilotes como en vigas.

II.2. Objetivos Específicos

Para cumplir con el objetivo general del estudio, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- a) Evaluación de la Curva de Capacidad del Muelle (Lado Mar y Lado Tierra)
- b) Elección de Registros Sísmicos (PGA ≥ 0.1 g)
- c) Determinar los Espectros de Respuesta de Pseudo-Aceleración de los Registros Elegidos
- d) Determinar el Factor de Escalamiento de cada Registro
- e) Determinación del Factor de Reducción de la Respuesta considerando solamente las componentes horizontales de los Registros y las Constantes de Balasto Horizontal
- f) Determinación del Factor de Reducción de la Respuesta considerando además la componente vertical de los Registros y las Constantes de Balasto Vertical
- g) Evaluar la respuesta sísmica del muelle en términos de desplazamientos y aceleraciones

III. METODOLOGIA

Se estudia el factor R mediante análisis no-lineal tiempo-historia de un muelle portacontenedores ubicado en la región de Valparaíso. El sistema sismicorresistente del muelle es completamente de acero de alta resistencia de calidad ASTM A572 Gr.50 (tensión nominal de fluencia = 3.51 tonf/cm^2). Los pilotes son verticales y se encuentran hincados en distintos tipos de suelo debido a que algunos están hincados sobre el núcleo de la escollera y otros están hincados en el terreno natural compuestos por arenas y limos (suelo tipo III). La losa del muelle es de hormigón armado de calidad G35 (f²c = 350 kg/cm^2) y 50 cm de espesor, y está unida a las vigas del muelle por medio de pernos Stud. A continuación se muestra un esquema tipo de un marco transversal del muelle. La distancias entre marcos transversales es de 7.5 m. Los diámetros de los pilotes están optimizados: los pilotes ubicados en el lado tierra tienen mayor diámetro que aquéllos ubicados en el lado mar.

En la siguiente figura se aprecia las dimensiones de los pilotes, los cuales como se puede apreciar se encuentran optimizados tanto en sección transversal como en longitud debido a que no todos los pilotes toman las mismas cargas. Por lo tanto, el sello de fundación o punta es distinto en cada eje de pilote. Para conocer los diámetros y espesores se presenta tabla III-1 la cual resume las dimensiones de las secciones de los pilotes para los diferentes ejes.



Figura III-1: Corte Típico Muelle Marginal

Tabla III-1: Dimensiones de los Pilotes

Eje	D,ext (cm)	e (cm)	D,int (cm)				
A	111.76	2	107.76				
В	76.2	1.4	73.4				
С	76.2	1.4	73.4				
D	101.6	2	97.6				
E	157.48	2.3	152.88				
Dónde:							
D,ext: Diám	D,ext: Diámetro Exterior Pilote						
e: Espesor	e: Espesor Pilote						
D,int: Diámetro Interior Pilote							

La viga transversal es típica y se denomina IE 160 x 507.42 kg/m cuyas dimensiones son 1600 mm de altura, 700 mm de ancho de ala (superior e inferior), 24 mm de espesor en ala (superior e inferior) y 20 mm de espesor en alma. Es importante señalar que en las zonas donde las vigas se unen con los pilotes, el espesor del ala inferior se refuerza considerando un sobre espesor el cual cubre una distancia en la viga. Para ver en detalle las dimensiones de este refuerzo, se presenta la siguiente tabla III-2.

Eje	tf (cm)	d (m)
A	4	1.50
В	3.5	0.90
С	3.5	0.90
D	3	1.40
E	3.5	2.00

Tabla III-2: Refuerzo de Viga en Unión con Pilote: Longitud y Espesor

d: Distancia medida desde el eje del pilote tf: Espesor de ala (Inferior) Viga en Unión Pilote

IV. MODELACIÓN

A continuación, se mencionan los pasos considerados para la modelación del muelle portacontenedores analizado en este trabajo. Cabe mencionar que para el análisis se considera el uso del programa de análisis estructural SAP2000 V.20. Se desarrolló un modelo 2D en donde las vigas y los pilotes son modelados mediante elementos tipo frame. La interacción suelo-estructura es modelada mediante resortes no lineales cuya relación fuerza-deformación horizontal está dada por curvas p-y, mientras que la relación fuerza-deformación vertical está dada por curvas t-z. En las uniones viga – pilote se considera un factor de rigidización del 100 %.

IV.1. Modelación – Cargas

Es importante señalar que la estructura analizada en este trabajo ha sido calculada para las diferentes cargas que actúan sobre en un muelle portacontenedores: cargas de uso de contenedores apilados, cargas de atraque de nave de diseño, cargas de tirón de bita, cargas de oleaje y cargas móviles (paso de una grúa STS y paso de una grúa móvil del tipo Gottward). Todas estas cargas fueron combinadas con las cargas sísmicas, las cuales fueron definidas mediante el espectro sísmico de diseño entregado por el cliente. En consecuencia, para el análisis no-lineal realizado en este trabajo se consideraron las cargas de peso propio de la losa de hormigón armado de 50 cm de espesor, y una carga de uso de 2.5 tonf/m² (apilamiento de 2 líneas de contenedores, aplicada en todo el muelle). Estas cargas se consideraron uniformemente distribuidas, y fueron aplicadas como cargas por unidad de longitud considerando que la separación entre marcos transversales es de 7.5 m.

IV.2. Modelación – Suelo

La interacción suelo-estructura fue modelada mediante resortes uniaxiales (elementos "link" en SAP2000) no-lineales. La histéresis de los resortes horizontales fue definida como tipo Pivot, y la histéresis de los resortes verticales fue definida como tipo cinemática. A continuación se muestran genéricamente las curvas esqueleto de los resortes horizontales (curvas p-y), tanto para el lado mar como para el lado tierra.



Figura IV-1: Definición de Curvas p-y. Lado Mar.



Figura IV-2: Definición de Curvas p-y. Lado Tierra.

Como se puede ver, los resortes horizontales son no-lineales del tipo p-y. Las expresiones que definen la rigidez inicial $k_{resorte}$ y la fuerza de fluencia $P_{máx}$ son distintas para el lado mar y para el lado tierra. Según el antecedente de suelo considerado, en este trabajo no se considera el aporte de la escollera. A modo de ejemplo, a continuación se muestran curvas esqueleto p-y a diferentes profundidades.





Los parámetros para la Histéresis Tipo Pivot se muestran en la siguiente figura.



Figura IV-4: Curvas de Histéresis. Resorte Lateral Tipo Pivot.

Una vez definidas las curvas p-y se calcularon las curvas t-z. En este estudio se evaluará la influencia de la componente vertical de los registros, para lo cual también se desarrollaron modelos que incluyen la resistencia vertical que opone el suelo al pilote a través de la adhesión o fricción a lo largo del eje del pilote (Resistencia de Fuste) y la resistencia vertical en la punta del pilote (Resistencia de Punta). La relación entre la transferencia de corte del suelo (t) y la deflexión local del pilote (z), a cualquier profundidad, está dada por curvas t-z. Debido a que el estudio de suelos desarrollado para el proyecto no incluye las curvas t-z, éstas se definieron considerando las recomendaciones de la norma API RP 2A-WSD-2002 resumidas en la siguiente figura.



Figura IV-5: Definición de Curvas t-z

En la figura anterior se aprecia que la norma API entrega dos curvas t-z, una para suelo arcilloso y otra para suelo arenoso. En este estudio se utiliza la curva t-z para suelo arenoso. Además, se desprende que t_{max} es la adherencia entre el pilote y el suelo, la cual es función del diámetro del pilote. La fuerza de fuste que toma cada pilote fue calculada mediante el método de Nurdlund considerando 3 estratos de suelo cuyos parámetros se muestran en la siguiente tabla.

Estrato	(°)	δ (°)	γ (ton/m3)	h (m)		
H-1	35	28	1.7	5		
H-2	35	28	1.8	5		
H-3	40	32	1.9	10		
Donde						
φ: Ángulo de fricción interna del suelo						
δ: Ángulo de	δ: Ángulo de Roce					
γ: Densidad	del suelo					
h: Altura del estrato						

Tabla IV-1: Propiedades Geotécnicas Consideradas en Curvas t-z

A continuación se muestran las curvas t-z para los pilotes en cada estrato. Cabe señalar que el cálculo del fuste se presenta en detalle en el anexo A.



Figura IV-6: Curvas t-z. Estrato H-1



Figura IV-7: Curvas t-z. Estrato H-2

Figura IV-8: Curvas t-z. Estrato H-3



Como se puede apreciar, las curvas t-z dependen del tamaño del pilote: a mayor dimensión del pilote mayor es la adherencia del suelo, y por ende mayor es la capacidad del fuste. En este trabajo el valor a tracción se consideró igual al 80% de la capacidad de fuste máxima. La histéresis de las curvas t-z fue definida como del tipo cinemática.

IV.3. Modelación – Elementos No Lineales (Vigas y Pilotes)

Se modelaron rótulas plásticas a flexión en los elementos que componen el muelle (vigas y pilotes). Se adoptó la relación constitutiva tensión-deformación por defecto de SAP2000, la cual se muestra a continuación (límite de deformación = 8%).



Figura IV-9: Relación Tensión – Deformación Acero

A continuación se muestran las relaciones (normalizadas) Momento vs. Curvatura Plástica para las vigas y pilotes, las cuales fueron obtenida utilizando el módulo Section Designer de SAP2000. Las curvas Momento vs. Curvatura Plástica de las vigas se obtuvieron considerando flexión pura, mientras que las de los pilotes se obtuvieron considerando la carga axial proveniente de la combinación D + 0.25 L.



Figura IV-10: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Vigas



Figura IV-11: Curva Normalizadas Momento - Curvatura Pilotes

En este trabajo la longitud de rotula plástica para todas las vigas es de 1 m, mientras que para los pilotes dicho parámetro se considera igual al 50% del diámetro. A modo de ejemplo, a continuación se muestra la ventana en donde se cargan los valores de Momento – Curvatura Normalizados para las vigas y pilotes.

Figura IV-12: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Vigas. Ingresada en Modelo



Figura IV-13: Curva Normalizadas Momento – Curvatura Pilotes. Ingresada en Modelo

Traine minge Property Data for Lie L - interat	cting P-M3	💢 Moment Rotation Data for Eje E - Inter	acting P-M3				
		Edit					
Hinge Specification Type O Moment - Rotation O Moment - Curvature Hinge Length 0.8	Scale Factor for Curvature (SF) SF is Equal to Yield Curvature (Steel Objects Only) User SF	Select Curve Axial Force 0. ~	Angle 90.	~	Curve #1		Units Tonf, m, C 🛛 🗸
Relative Length	Load Carrying Capacity Beyond Point E	Point Moment/Yield Mom Cur	rvature/SF				
	Drops To Zero Is Extrapolated	A 0.	0.	- c	9	۵ 🔍	
Symmetry Condition		C 1 125	10		~		
Moment Curvature Dependence is Symmet	M3 ∱ 90°	D 1.25	20.				
Moment Curvature Dependence is Not Sym	ametric 180° M	2 1.5	40.				
Requirements for Specified Symmetry Control of 90°.	ondition 0	Copy Curve Data Paul Acceptance Criteria (Plastic Deformatio	te Curve Data	Current Cur Force #1 3D View	rve - Curve #1 1; Angle #1	Full	nteraction Curve xial Force = 0
					-	Autol Earon	
		Immediate Occupancy 5	i.	Plan 0	-	AXIAI FUICE	0
		Life Safety 1	5. IO.	Plan 0 Elevation 0	•	Hide Bac	0
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles 1	Life Safety 1 Collapse Prevention 2	i. 10. 20.	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0		Hide Bac Show Ac	0 Robone Lines
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1 Modify/Show Axial Force Values	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles Modify/Show Angles	Immediate Occupancy Itie Safety Collapse Prevention Show Acceptance Points on Curre	5	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0 3D CC	MC3 MC2	Hide Bac Show Ac Show Th Highlight	0 kbone Lines ceptance Criteria ickened Lines Current Curve
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1 Modify/Show Axial Force Values	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles Modify/Show Angles	Immediate Occupancy 5 Life Safety 1 Colapse Prevention 2 Show Acceptance Points on Curre Moment Curvature Information	5 10 20 ent Curve	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0 3D CC Angle is Momen	MC3 MC2	Axial Force	0 v kbone Lines cceptance Criteria ickened Lines Current Curve
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1 Modify/Show Axial Force Values Modify/Show I	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles 1 Modifly/Show Angles Moment Curvature Curve Data	Immediate Occupancy 5 Life Safety 1 Colapse Prevention 2 Show Acceptance Points on Curre Moment Curvature Information Symmetry Condition 1	5. 10. 20. Symmetric	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0 3D CC Angle Is Momen 0 degrees	MC3 MC2	Hide Bac Show Ac Show Th Highlight	e victoria v
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1 Modify/Show Axial Force Values Modify/Show Mial Force Values Modify/Show Mial Modify/Show	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles 1 Modify/Show Angles Moment Curvature Curve Data P-M3 Interaction Surface Data	Immediate Occupancy 5 Life Safety 1 Collapse Prevention 2 Show Acceptance Points on Curre Moment Curvature Information Symmetry Condition 1 Number of Axial Force Values 1	5. 10. 20. Symmetric 1	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0 3D CC Angle Is Momen 0 degrees 90 degrees	MC3 MC2 About Posit About Posit	Hide Bac Show Ac Show Th Highlight Ive M2 Axis Ive M3 Axis	kbone Lines icceptance Criteria icchened Lines Current Curve
Axial Forces for Moment Curvature Curves Number of Axial Forces 1 Modify/Show Axial Force Values Modify/Show / Modify/Show /	Curve Angles for Moment Curvature Curves Number of Angles Modify/Show Angles Moment Curvature Curve Data P-M3 Interaction Surface Data	Immediate Occupancy S Life Safety Colapse Prevention Colapse Prevention Symmetry Condition Symmetry Condition Symmetry Condition Number of Axial Force Values Number of Axials Summer of Axials Summer of Safety Summer Summe	5	Plan 0 Elevation 0 Aperture 0 3D CC Angle Is Momer 0 degrees 180 degrees	MC3 MC2 About Post = About Post = About Post = About Nega	Axia Force Hide Bac Show Ac Show Th Highlight ive M2 Axis ive M3 Axis titve M2 Axis	kkone Lines coeptance Criteria cickned Lines Current Curve

Se puede apreciar que en las vigas se consideran rótulas de flexión pura (M3), mientras que en los pilotes las rótulas plásticas son del tipo P-M3. Además, se consideraron los valores de momento y curvatura de fluencia calculados automáticamente por SAP2000, los cuales generalmente son precisos en elementos de acero.

IV.4. Modelación – Registros Sísmicos

Los registros elegidos provienen de terremotos de magnitud mayor a Mw 7.0 ocurridos en el país, y el valor de PGA es mayor o igual a 0.1 g. Todos ellos fueron registrados en localidades cercanas a la costa y en suelo tipo III según la norma NCh 2369 Of.2003. Es importante mencionar que todos los registros considerados en este trabajo se obtuvieron de la base de datos SiberRisk, lo cual garantiza que todos ellos fueron corregidos mediante el mismo método. Se seleccionaron 10 registros, dos por cada terremoto (es decir, 5 terremotos en total). Se consideró la componente horizontal de mayor valor de PGA de cada registro. A continuación, se muestran los registros elegidos en donde se destacan con verde la componente horizontal elegida para el análisis.

Fecha	Mw	Localidad	Estación	PGA NS (g)	PGA EW (g)	PGA Z (g)	Vs30 (m/seg)	Tipo de Suelo
03-03-1985	7.9	Rapel	VALP11S - Viña Centro	0.696	0.717	0.401	382	111
		(Llolleo)	VALP07S - Cerro Esperanza	0.351	0.212	0.159	242	111
14-11-2007	7.7	Quillahua	Iquique Chipana	0.112	0.085	0.064	394	111
			Mejillones	0.415	0.393	0.338	343	111
27-02-2010	8.8	Cobquecura	Llolleo	0.574	0.324	0.695	316	111
			Viña Centro	0.233	0.351	0.181	314	111
16-09-2015	8.4	Illapel	C010 - La Serena (Carabineros)	0.175	0.15	0.116	447	111
			C26O - Tongoy	0.23	0.361	0.128	364	111
25-12-2016	7.6	Melinka	GO07 - Quellón	0.344	0.267	0.195	354	111
			LL07 - Aytui	0.174	0.184	0.115	435	111

Tabla IV-2: Registros Sísmicos Considerados en el Análisis

Es importante señalar que los registros de Viña Centro obtenidos en 1985 y en 2010 no corresponden a la misma estación. El registro de 1985 fue obtenido entre las calles Tres Norte esquina Cinco Poniente, mientras que el registro de 2010 fue obtenido en la plaza de Viña del Mar ubicada a pasos de la Ilustre Municipalidad de Viña del Mar. Por otra parte, y

por razones de simplificación, el registro de Iquique Chipana se llamará más adelante simplemente como registro de Iquique.



Figura IV-14: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Llolleo 85. Componente EW

Figura IV-15: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Llolleo 85. Componente Z



Figura IV-16: Registro Estación Cerro Esperanza. Terremoto Llolleo 85. Componente NS



Figura IV-17: Registro Estación Cerro Esperanza. Terremoto Llolleo 85. Componente Z







Figura IV-18: Registro Estación Iquique. Terremoto Quillahua 2007. Componente NS





Figura IV-20: Registro Estación Mejillones. Terremoto Quillahua 2007. Componente NS



Figura IV-21: Registro Estación Mejillones. Terremoto Quillahua 2007. Componente Z



Figura IV-22: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Cobquecura 2010. Componente EW



Figura IV-23: Registro Estación Viña Centro. Terremoto Cobquecura 2010. Componente Z


Figura IV-24: Registro Estación Llolleo. Terremoto Cobquecura 2010. Componente NS









Figura IV-26: Registro Estación La Serena. Terremoto Illapel 2015. Componente NS

Figura IV-27: Registro Estación La Serena. Terremoto Illapel 2015. Componente Z





Figura IV-28: Registro Estación Tongoy. Terremoto Illapel 2015. Componente EW

Figura IV-29: Registro Estación Tongoy. Terremoto Illapel 2015. Componente Z





Figura IV-30: Registro Estación Quellón. Terremoto Melinka 2016. Componente NS

Figura IV-31: Registro Estación Quellón. Terremoto Melinka 2016. Componente Z





Figura IV-32: Registro Estación Aytui. Terremoto Melinka 2016. Componente EW

Figura IV-33: Registro Estación Aytui. Terremoto Melinka 2016. Componente Z



Comparación PGA's Horizontal y Vertical						
Registro	PGA,h (g)	PGA,v (g)	PGA,v / PGA,h			
Viña Centro 85	0.717	0.401	0.558			
Co. Esperanza 85	0.351	0.159	0.454			
Iquique 2007	0.112	0.064	0.569			
Mejillones 2007	0.415	0.338	0.816			
Viña Centro 2010	0.351	0.181	0.516			
Llolleo 2010	0.574	0.695	1.210			
La Serena 2015	0.175	0.116	0.661			
Tongoy 2015	0.361	0.128	0.356			
Quellón 2016	0.344	0.195	0.567			
Aytui 2016	0.184	0.115	0.627			

Tabla IV-3: Cuadro Resumen PGA Horizontal y Vertical. Registros Sísmicos

V. ANÁLISIS ESTÁTICO NO – LINEAL "PUSHOVER"

En esta sección se describe el análisis estático no-lineal "Pushover" al muelle en estudio con el objetivo de conocer las curvas de capacidad para la dirección lado mar y para la dirección lado tierra. Se consideraron las rótulas plásticas de vigas y pilotes mostradas anteriormente, las cuales se modelaron en los extremos de todas las barras del modelo computacional. Se define como condición inicial el estado de carga D + 0.25 L. Se consideró el efecto P-delta. Cabe destacar que internamente se evaluó la condición de grandes desplazamientos (transformación corrotacional), sin embargo, no se obtuvieron diferencias respecto del análisis P-delta, por lo tanto, se optó por este último con el objetivo de no aumentar innecesariamente el costo computacional del análisis. A continuación se muestran las curvas de capacidad del muelle. Cabe mencionar que estas curvas se presentan nuevamente en el capítulo VII, en donde se evalúa el Factor de Reducción utilizando este método.



Figura V-1: Curva de Capacidad Muelle. Lado Mar y Lado Tierra.

En la figura anterior se aprecia que el muelle tiene una mayor capacidad resistente cuando es sometido a movimientos laterales hacia tierra, y también una mayor rigidez. Por el contrario, se aprecia una rápida disminución de rigidez cuando la estructura es sometida a desplazamientos laterales hacia el mar. A continuación se presenta el valor de desplazamiento lateral en el punto en donde se alcanza la primera fluencia. Estos valores serán de vital importancia para este trabajo debido a que considerando el desplazamiento obtenido en la primera fluencia, valor que se obtiene del análisis estático no–lineal se obtendrá la "pseudo-aceleración de fluencia", la cual a su vez permitirá determinar el factor de escalamiento de los registros (procedimiento detallado en el siguiente capítulo).



Figura V-2: Análisis Pushover Lado Mar y Lado Tierra. Primera Fluencia.

Como se puede apreciar, la primera fluencia se produce en el extremo izquierdo (i.e., eje E) de la viga del tablero del muelle. Los desplazamientos laterales son iguales a 26.789 cm (Lado Mar) y 18.08 cm (Lado Tierra).

VI. FACTOR DE ESCALAMIENTO

Para el cálculo del factor de escalamiento fue necesario en primer lugar obtener los espectros de respuesta de las componentes horizontales de los registros. Se consideró una razón de amortiguamiento igual a 3%. Se determinó la ordenada espectral de pseudoaceleración (PSA) en los períodos de la estructura lado mar y lado tierra. El factor de escalamiento de cada registro fue calculado considerando la siguiente expresión.

$$Factor \ de \ Escalamiento = \frac{PSA_Y}{PSA_T} \tag{6.1}$$

Dónde:

PSA_Y: Pseudo-aceleración de fluencia

PSA_T: Pseudo-aceleración en el periodo fundamental, obtenida del espectro de respuesta del registro

La Pseudo-aceleración de fluencia se obtuvo considerando la siguiente expresión.

$$PSA_Y = \Delta_Y * w^2 = \Delta_Y * \frac{Ke}{M, sis}$$
(6.2)

Dónde:

 $\Delta_{\rm Y}$: Desplazamiento de Fluencia obtenido del análisis Pushover.

w: Frecuencia circular fundamental del Sistema

M,sis: Masa Sísmica tributaria al marco analizado.

Ke: Rigidez efectiva secante, obtenida como la razón entre el corte basal y el desplazamiento lateral determinados en el instante en que se obtiene la primera fluencia (análisis Pushover).

A continuación, se muestran diferentes tablas que ilustran los pasos para obtener PSA_Y en cada dirección.

Cálculo de Rigidez Efectiva Secante						
Lado ∆i (cm) ∆y (cm) Fy (ton) Ke (ton/m)						
Tierra	0.289	-18.080	372.642	2028.657		
Mar 0.289 26.789 309.795 1169.037						

Tabla VI-1: Cálculo de Rigidez Efectiva Secante

Donde Δi es el desplazamiento inicial en el análisis Pushover, producido por la carga estática D + 0.25 L. Fy es el corte basal en el instante en que ocurre la primera fluencia.

Cálculo Masa Sísmica				
Qsc =	2.5	ton/m2	Carga de Uso	
e, losa =	0.5	m	Espesor Losa de Hormigón	
Qcp =	1.25	ton/m2	Peso Propio de Losa	
Q, sis =	2.00	ton/m2	Peso Sísmico. Se considera 1.1D + 0.25L	
Sep =	7.5	m	Separación entre Marcos	
q, sis =	15	ton/m	Carga Distribuida Sísmica	
L, m =	30.48	m	Largo del Marco en Análisis	
W, sis =	457.2	ton	Peso Sísmico. Tributario en el marco	
M,sis =	46.61	ton-s2/m	Masa Sísmica. Tributaria en el marco	

Tabla VI-2: Cálculo Masa Sísmica. Marco Muelle

Tabla VI-3: Cálculo pseudo-aceleración. Lado Mar y Lado Tierra

Cálculo Pseudo - aceleración de Fluencia							
Lado	Lado [Δy (cm)] Ke (ton/m) [M,sis (ton-s2/m)] w (rad/seg) T (seg) PSA _Y (m/s2) PSA _Y (g						
Tierra	18.080	2028.657	46.606	6.598	0.952	7.870	0.802
Mar 26.789 1169.037 46.606 5.008 1.255 6.720 0.685							0.685

Una vez obtenidas las pseudo-aceleraciónes de fluencia para el lado mar y el lado tierra, se procede a determinar las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración para los periodos de vibración lado mar y lado tierra, iguales a 1.255 s y 0.952 s, respectivamente.



Figura VI-1: Espectros de Respuestas Horizontales.

En consecuencia, conocidas las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración para los diferentes registros considerados, se procede a calcular los factores de escalamiento para el lado mar y el lado tierra, siendo el factor de escalamiento a colocar en el análisis el menor valor de ellos.

	PSA (g) - Lado Mar	PSA (g) - Lado Tierra	Factor de Escalamiento = PSAy / PS		
Registro	T = 1.255 seg	T = 0.952 seg	Lado Mar	Lado Tierra	PSAy / PSA mín
Viña Centro 85	0.212	0.406	3.231	1.978	1.978
Co. Esperanza 85	0.400	0.774	1.712	1.036	1.036
Iquique 2007	0.045	0.098	15.121	8.167	8.167
Mejillones 2007	0.295	0.664	2.325	1.208	1.208
Viña Centro 2010	0.396	0.605	1.729	1.326	1.326
Llolleo 2010	0.372	1.050	1.843	0.764	0.764
La Serena 2015	0.101	0.266	6.787	3.017	3.017
Tongoy 2015	0.388	0.759	1.764	1.056	1.056
Quellón 2016	0.374	0.460	1.831	1.742	1.742
Aytui 2016	0.167	0.161	4.110	4.985	4.110

Tabla VI-4: Cálculo Factores de Escalamientos Lado Mar y Lado Tierra

Una vez obtenidos los factores de escalamientos para cada registro se procede a ingresar este número al programa SAP2000 con el propósito de generar para R = 1, la primera fluencia en la estructura analizada. Es importante destacar que R = 1 se obtiene amplificando el registro por el factor de escalamiento. Una vez escalado el registro se procede a amplificarlo por 2, 3, 4, etc. Hasta generar el colapso en la estructura. A continuación, se muestra procedimiento.







Figura VI-3: Iteración de Factores de Escalamiento en SAP2000

Por lo tanto, amplificando los registros ya escalados con el factor de escalamiento se llega hasta el punto de colapso definido el cual para efectos de este trabajo considera dos condiciones; a) primera rótula que alcance su máxima capacidad de deformación plástica (rótula "roja") o b) inestabilidad global de la estructura (falta de convergencia). En el siguiente capítulo se muestra en detalle los resultados obtenidos considerando lo mencionado anteriormente.

VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los valores (uno por registro) del Factor de Reducción de la Respuesta, R, que originan el "colapso" de la estructura. Es importante señalar que en este trabajo se ha considerado como colapso la primera ocurrencia entre; primera rótula que alcance su máxima capacidad de deformación plástica (rótula "roja") o inestabilidad global de la estructura (falta de convergencia). El presente estudio considera dos situaciones de modelación.

- a) Caso A: Registro Horizontal y Constante de Balasto Horizontal. En este caso no se consideran ni la componente vertical del registro ni la constante de balasto vertical.
- b) Caso B: Registro Horizontal más Registro Vertical y Constante de Balasto Horizontal más Vertical. En este caso se considera la componente vertical del registro (amplificada por el mismo factor considerado para la componente horizontal) y también se considera la constante de balasto vertical definida en la sección V.2.

Cabe mencionar que la matriz de amortiguamiento considerada en todos los análisis tiempo historia es del tipo Raleigh. Se fijó una razón de amortiguamiento igual a 3% en los periodos fundamentales lado mar y lado tierra (1.255 s y 0.952 s, respectivamente).

Finalmente, se analizarán los valores del Factor de Reducción de la Respuesta obtenidos mediante el análisis de resultados de Análisis Estático No – Lineal "Pushover".



Figura VII-1: Condición de Colapso Caso A. Registro de Viña Centro 85.

Figura VII-2: Condición de Colapso Caso A. Registro de Cerro Esperanza 85.





Figura VII-3: Condición de Colapso Caso A. Registro de Iquique 2007.

Figura VII-4: Condición de Colapso Caso A. Registro de Mejillones 2007.





Figura VII-5: Condición de Colapso Caso A. Registro de Viña Centro 2010.

Figura VII-6: Condición de Colapso Caso A. Registro de Llolleo 2010.





Figura VII-7: Condición de Colapso Caso A. Registro de Serena 2015.

Figura VII-8: Condición de Colapso Caso A. Registro de Tongoy 2015.





Figura VII-9: Condición de Colapso Caso A. Registro de Quellón 2016.

Figura VII-10: Condición de Colapso Caso A. Registro de Aytui 2016.



Resultados Caso A						
Registro	PGA (g)	FE	PGA y, (g)	R, colapso	PGA, Colapso (g)	
Viña Centro 85	0.717	1.978	1.419	12	17.024	
Co. Esperanza 85	0.351	1.036	0.363	14	5.087	
lquique 2007	0.112	8.167	0.911	20	18.224	
Mejillones 2007	0.415	1.208	0.501	20	10.013	
Viña Centro 2010	0.351	1.326	0.465	12	5.580	
Llolleo 2010	0.574	0.764	0.438	42	18.413	
La Serena 2015	0.175	3.017	0.529	27	14.273	
Tongoy 2015	0.361	1.056	0.381	16	6.098	
Quellón 2016	0.344	1.742	0.600	18	10.804	
Aytui 2016	0.184	4.110	0.756	12	9.077	

Tabla VII-1: Resumen Factores de Reducción de la Respuesta. Caso A





Figura VII-12: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Cerro Esperanza 85.



Figura VII-13: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Iquique 2007.



Figura VII-14: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Mejillones 2007.



Figura VII-15: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña Centro 2010.



Figura VII-16: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Llolleo 2010.



Figura VII-17: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de La Serena 2015.



Figura VII-18: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Tongoy 2015.



Figura VII-19: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Quellón 2016.



Figura VII-20: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Aytui 2016.



Figura VII-21: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña Centro 85.



Figura VII-22: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Cerro Esperanza 85.



Figura VII-23: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Iquique 2007.



Figura VII-24: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Mejillones 2007.



Figura VII-25: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Viña Centro 2010.



Figura VII-26: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Llolleo 2010.



Figura VII-27: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de La Serena 2015.



Figura VII-28: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Tongoy 2015.



Figura VII-29: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Quellón 2016.



Figura VII-30: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso A. Registro de Aytui 2016.





Figura VII-31: Condición de Colapso Caso B. Registro de Viña Centro 85.

Figura VII-32: Condición de Colapso Caso B. Registro de Cerro Esperanza 85.





Figura VII-33: Condición de Colapso Caso B. Registro de Iquique 2007.

Figura VII-34: Condición de Colapso Caso B. Registro de Mejillones 2007.





Figura VII-35: Condición de Colapso Caso B. Registro de Viña Centro 2010.

Figura VII-36: Condición de Colapso Caso B. Registro de Llolleo 2010.





Figura VII-37: Condición de Colapso Caso B. Registro de Serena 2015.

Figura VII-38: Condición de Colapso Caso B. Registro de Tongoy 2015.





Figura VII-39: Condición de Colapso Caso B. Registro de Quellón 2016.

Figura VII-40: Condición de Colapso Caso B. Registro de Aytui 2016.



Registro	PGA (g)	PGA y, (g)	R, colapso	PGA, Colapso (g)
Viña Centro 85	0.717	1.419	7	9.931
Co. Esperanza 85	0.351	0.363	14	5.087
Iquique 2007	0.112	0.911	9	8.201
Mejillones 2007	0.415	0.501	14	7.009
Viña Centro 2010	0.351	0.465	12	5.580
Llolleo 2010	0.574	0.438	14	6.138
La Serena 2015	0.175	0.529	16	8.458
Tongoy 2015	0.361	0.381	16	6.098
Quellón 2016	0.344	0.600	15	9.003
Aytui 2016	0.184	0.756	10	7.564

Tabla VII-2: Resumen Factores de Reducción de la Respuesta. Caso B

Tabla VII-3: Comparación Factores de Reducción de la Respuesta Caso A versus

Caso B.

Registro	Caso A	Caso B	Δ%
Viña Centro 85	12	7	-41.67%
Co. Esperanza 85	14	14	0.00%
Iquique 2007	20	9	-55.00%
Mejillones 2007	20	14	-30.00%
Viña Centro 2010	12	12	0.00%
Llolleo 2010	42	14	-66.67%
La Serena 2015	27	16	-40.74%
Tongoy 2015	16	16	0.00%
Quellón 2016	19	15	-21.05%
Aytui 2016	12	10	-16.67%
Figura VII-41: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña Centro 85.



Figura VII-42: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Cerro Esperanza 85.





Figura VII-43: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Iquique 2007.

Figura VII-44: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Mejillones 2007.



Figura VII-45: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Viña Centro 2010.





Figura VII-46: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Llolleo 2010.

Figura VII-47: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Serena 2015.





Figura VII-48: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Tongoy 2015.



Figura VII-49: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Quellón 2016.

Figura VII-50: Desplazamientos Horizontal y Vertical Caso B. Registro Aytui 2016.



Figura VII-51: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña Centro 85.



Figura VII-52: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Cerro Esperanza 85.



Figura VII-53: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Iquique 2007.



Figura VII-54: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B Registro de Mejillones 2007.



Figura VII-55: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Viña Centro 2010.



Figura VII-56: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Llolleo 2010.



Figura VII-57: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de La Serena 2015.



Figura VII-58: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Tongoy 2015.



Figura VII-59: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Quellón 2016.



Figura VII-60: Aceleraciones Absolutas Horizontal y Vertical Caso B. Registro de Aytui 2016.



VII.3. Evaluación Colapso Mediante Análisis Estático No-Lineal "Pushover"

Se realizó un nuevo análisis estático no lineal Pushover con el objetivo de conocer el nivel de colapso alcanzado. Se determinaron el desplazamiento lateral de colapso y la ubicación de la primera rótula que alcanza su máxima capacidad de deformación plástica. Una vez alcanzado el colapso (tanto para el lado mar como para el lado tierra) es posible obtener el factor de reducción de la respuesta considerando el método de cálculo que aparece en FEMA P695 y que también está descripto con mayor claridad en el libro *"Ductile Design of Steel Structures"*.



Figura VII-61: Nivel de Colapso. Pushover Lado Mar.



Figura VII-62: Nivel de Colapso. Pushover Lado Tierra.

A continuación, se muestran las curvas de capacidad para ambos sentidos hasta el nivel en donde se alcanza el colapso de la estructura.

Figura VII-63: Curva de Capacidad Lado Mar y Lado Tierra. Hasta Colapso



Para entender de mejor manera el procedimiento de cálculo del Factor de Modificación de la Respuesta con el método Pushover, se muestra la siguiente figura que refleja los parámetros que intervienen en el cálculo del R.



Figura VII-64: Ilustración Factores de Sísmicos R y Ωo .

Como se puede apreciar, el factor de reducción de la respuesta R es un parámetro que reduce las fuerzas sísmicas esperadas a fuerzas sísmicas de diseño. Se ha demostrado, en base a experiencias de terremotos pasados, que las estructuras diseñadas con un corte basal menor pueden comportarse de buena manera sin alcanzar el colapso. El factor de reducción de la respuesta es un parámetro que se encuentra determinado por la ductilidad de la estructura y también por su sobrerresistencia y/o redundancia estructural. Aunque los factores R y Rµ se usan para reducir las fuerzas sísmicas elásticas, el significado físico de estos dos factores es algo diferente. Como se muestra en la Figura VII-64, Rµ es un factor de reducción que se define para un sistema de un grado de libertad cuyo comportamiento inelástico puede ser asumido como perfectamente elastoplástico. Sin embargo, su aplicación en el diseño sísmico de estructuras con sobrerresistencia provocaría que la

estructura ceda progresivamente antes de alcanzar su resistencia final última. Por lo tanto, la regla de reducción de ductilidad tipo Newmark-Hall considerando sólo el factor de reducción, $R\mu$ no es aplicable directamente.

El proceso de cálculo del factor R considera en primera instancia el corte sísmico de diseño Cs y el corte sísmico elástico Ce, el cual se obtiene del espectro de diseño no reducido. Es importante señalar que es necesario conocer el periodo fundamental de la estructura. La sobrerresistencia queda determinada mediante la razón entre el corte basal de fluencia Cy y el corte basal diseño Cs. Por lo tanto, el Factor de Reducción de la Respuesta, R, se obtiene considerando la siguiente ecuación.

$$R = R\mu * \Omega o \tag{7.1}$$

$$R\mu = \frac{Ce}{Cy}$$
(7.2)

$$\Omega o = \frac{Cy}{Cs} \tag{7.3}$$

Dónde:

 $R\mu$ = Factor de Reducción de la Respuesta para un sistema de un grado de libertad

 Ωo = Factor de Sobre resistencia

Ce = Corte Sísmico Elástico. Se obtiene del Espectro de Diseño Elástico (sin reducir)

Cy = Corte de Fluencia. Sistema Elastoplástico perfecto.

Los cortes sísmicos de diseño y elástico fueron obtenidos considerando los periodos de vibración para el lado mar (1.255 s) y lado tierra (0.952 s). A continuación se muestra el

espectro de diseño proporcionado por el cliente (dueño del puerto) en sus bases de diseño. El espectro elástico fue obtenido mediante un análisis de amenaza sísmica en el sitio de emplazamiento de la estructura. La razón de amortiguamiento es 3%.



Figura VII-65: Espectro de Diseño y Elástico.

Según la tabla VI-2 el peso sísmico del marco es igual a 457.2 tonf. En la siguiente tabla se muestran las fuerzas sísmicas de diseño y elástica.

Cálculo de Fuerzas Sísmicas							
Lado	Sa, ela (g)	Ce (ton)	Sa, dis (g)	Cs (ton) 68.58			
Mar	0.83	379.48	0.15	68.58			
Tierra	1.45	662.94	0.15	68.58			

Tabla VII-4: Fuerzas Sísmicas Elástica y de Diseño.

Una vez conocida las fuerzas sísmicas, se procede a obtener la curva elastoplástica a partir de las curvas de capacidad obtenidas mediante análisis pushover.



Figura VII-66: Elastoplástica – Lado Tierra.

Figura VII-67: Elastoplástica – Lado Mar.



Por lo tanto, de acuerdo con los parámetros determinados anteriormente, el Factor de Reducción de la Respuesta para cada lado de análisis es.

	Cálcul	o de Factor d	de Reducció	n de La Res	puesta	
Lado	Ce (ton)	Cy (ton)	Cs (ton)	Rμ	Ωο	R
Mar	379.48	540.37	68.58	0.70	7.88	5.53
Tierra	662.94	734.03	68.58	0.90	10.70	9.67

Tabla VII-5: Factor de Reducción de la Respuesta. Mediante AENL.

VIII. DISCUSIÓN FINAL

A continuación, se resumen y analizan críticamente los principales resultados obtenidos:

a) En el caso en que no se considera la componente vertical (Caso A) la estructura colapsa debido al sobrepaso de la capacidad de deformación plástica última (rótula "roja") que en general ocurre en el extremo superior de los pilotes más cercanos a tierra.

b) Los valores del factor de reducción de la respuesta R obtenidos considerando la componente vertical de los registros y la constante de balasto vertical (Caso B) son consistentemente iguales o menores que los obtenidos sin considerar la componente vertical de los registros y la constante de balasto vertical (Caso A). Estos resultados indican claramente que una evaluación realista del nivel de colapso de estructuras como la considerada en este estudio requiere que la componente vertical de los registros y la constante de balasto vertical.

Tabla VIII-1: Comparación Factores de Reducción de la Respuesta Caso A versus Caso B.

Registro	Caso A	Caso B	Δ%
Viña Centro 85	12	7	-41.67%
Co. Esperanza 85	14	14	0.00%
Iquique 2007	20	9	-55.00%
Mejillones 2007	20	14	-30.00%
Viña Centro 2010	12	12	0.00%
Llolleo 2010	42	14	-66.67%
La Serena 2015	27	16	-40.74%
Tongoy 2015	16	16	0.00%
Quellón 2016	19	15	-21.05%
Aytui 2016	12	10	-16.67%

A continuación, se muestra el porcentaje de reducción del valor de R (Caso B respecto del Caso A) en función de la relación de la aceleraciones máximas vertical/horizontal (PGAv / PGAh).



Figura VIII-1: Variación Porcentual Factor de Colapso Versus PGAv/PGAh.

Es posible apreciar que en general la variación porcentual de R aumenta a medida que aumenta la relación PGAv/PGAh. En otras palabras, la influencia de la componente vertical de los registros y de la constante de balasto vertical es mayor a medida que aumenta el valor de la máxima aceleración vertical del registro respecto de la máxima aceleración horizontal. También es posible apreciar que la variación porcentual de R es nula cuando la relación PGAv/PGAh es menor que 0.5. En otras palabras, la influencia de la componente vertical de los registros y de la constante de balasto vertical sólo es relevante cuando el valor de la máxima aceleración vertical del registro es relativamente importante respecto de la máxima aceleración vertical del registro es relativamente importante respecto de la máxima aceleración horizontal.

La siguiente tabla muestra un resumen de las aceleraciones máximas verticales y horizontales en el tablero del muelle. Se apreciar que la componente vertical alcanza valores del orden de 10 g. Estas aceleraciones provocan un aumento en las fuerzas axiales en los pilotes, y por lo tanto la capacidad a flexión de los pilotes disminuye. Teniendo en cuenta que el peso sísmico es igual a es de 457.2 tonf (Tabla VI-2), la fuerza vertical

producto de la componente vertical del registro es igual a \pm 4572 tonf, la cual es resistida por los cinco pilotes.

Aceleraciones	Horizontales	- Caso B	Aceleracior	nes Verticales - C	aso B
Registro	Ax, máx (g)	Ax, mín (g)	Registro	Az, máx (g)	Az, mín (g)
Viña Centro 85	1.6	1.38	Viña Centro 85	9.96	8.37
Co. Esperanza 85	1.93	1.6	Co. Esperanza 85	4.05	4.06
Iquique 2007	1.53	1.55	Iquique 2007	10.03	10.1
Mejillones 2007	-	-	Mejillones 2007	-	-
Viña Centro 2010	1.88	1.56	Viña Centro 2010	4.01	4.34
Llolleo 2010	-	-	Llolleo 2010	-	-
Serena 2015	-	-	Serena 2015	-	-
Tongoy 2015	2.06	1.42	Tongoy 2015	3.08	3.51
Quellón 2016	1.97	1.79	Quellón 2016	8.76	8.83
Aytui 2016	-	-	Aytui 2016	-	-
Nota: "-" Corresponde a	registros que en e	l análisis	Nota: "-" Corresponde a	registros que en el anà	álisis
no lograron converger.			no lograron converger.		

Tabla VIII-2: Resumen Aceleraciones Caso B.

Las siguientes discusiones sólo consideran el Caso B:

c) En aquéllos casos en donde el "colapso" se produce debido a que en alguna rótula se alcanza la máxima capacidad de deformación plástica, se observa que las rótulas en la parte inferior de los pilotes se producen sobre y bajo el coronamiento del enrocado en los pilotes C y B, pero sólo bajo el coronamiento del enrocado en los pilotes E, D y A. También se aprecia que en la viga sólo se origina una rótula plástica en la unión con el pilote del eje E, la cual no es crítica en ningún caso.

d) Los desplazamientos verticales no son relevantes en ningún caso.

e) Los desplazamientos horizontales de colapso pueden ser muy importantes, hasta casi 2 m tanto para el lado mar como para el lado tierra. También se observan importantes niveles de desplazamiento residual. Los mayores valores (1.2 m) corresponden a los registros de Cerro Esperanza 85, Tongoy 2015 y Quellón 2016. Los correspondientes valores de R son los mayores obtenidos, i.e., 14, 16 y 15, respectivamente. El registro que corresponde al menor valor obtenido de R (Viña Centro 85, R = 7) generó un desplazamiento de colapso de 1.17 m y un desplazamiento residual de 0.4 m hacia el

lado mar. Este resultado es consistente con el hecho de que el registro de Viña Centro 85 es el registro de mayor valor de Potencial Destructivo. A continuación, se muestran los valores de Potencial Destructivo de todos los registros (sin escalar).

Potencial Dest	tructivo Ho	rizontal - Registro	s Reales
Registro	I _A (m/seg)	v_o (cruces /seg)	P _D (cm*seg)
Viña Centro 85	19.739	8.871	25.08
Co. Esperanza 85	5.437	6.626	12.38
Iquique 2007	0.507	8.040	0.78
Mejillones 2007	2.969	5.969	8.33
Viña Centro 2010	3.806	5.699	11.72
Llolleo 2010	10.083	7.328	18.78
La Serena 2015	1.127	9.858	1.16
Tongoy 2015	2.266	12.694	1.41
Quellón 2016	1.475	6.627	3.36
Aytui 2016	0.610	2.530	9.54

Tabla VIII-3: Potenciales Destructivos. Registros Reales.

Saragoni, Sáez y Holmberg (1989) generaron una expresión que relaciona el potencial destructivo horizontal con la Intensidad de Mercalli, la cual se muestra a continuación.

$$I = 4.56 + 1.5\log(PD)$$
(8.1)

Dónde:

I = Intensidad de Mercalli Modificada

PD = Potencial Destructivo Horizontal

Por lo tanto, el registro de Viña Centro 85, alcanza una intensidad de Mercalli Modificada de 7, lo que se traduce en un sismo Muy Fuerte.

Registro	P _D (cm*seg)	I, mercalli	Grado
Viña Centro 85	25.08	7	Muy Fuerte
Co. Esperanza 85	12.38	6	Fuerte
Iquique 2007	0.78	4	Moderado
Mejillones 2007	8.33	6	Fuerte
Viña Centro 2010	11.72	6	Fuerte
Llolleo 2010	18.78	6	Fuerte
La Serena 2015	1.16	5	Poco Fuerte
Tongoy 2015	1.41	5	Poco Fuerte
Quellón 2016	3.36	5	Poco Fuerte
Aytui 2016	9.54	6	Fuerte

Tabla VIII-4: Potenciales Destructivos Versus Intensidad de Mercalli. Registros

Reales.

f) Del análisis estático no-lineal "pushover" se obtienen valores un valor de R = 9 para el lado tierra y un valor de R = 5 para el lado mar. Es interesante notar que en promedio los valores obtenidos del análisis "pushover" concuerdan con el menor valor obtenido del análisis tiempo historia (R = 7, registro Viña Centro 85). A continuación, se muestran las ductilidades globales obtenidas del análisis "pushover", en donde se aprecia que el muelle tiene más ductilidad hacia el lado mar.

Tabla VIII-5: Ductilidad Global.

Ductilidad Global						
Lado	∆y (cm)	∆u (cm)	μ			
Mar	38	240	6.32			
Tierra	35	177	5.06			

Por lo tanto, se concluye que el análisis "pushover" es una alternativa razonable para la determinación del valor de R en aquéllos casos en que no sea posible la realización de numerosos análisis tiempo historia no lineales.

IX. BIBLIOGRAFIA

- AISC (2010): Specification for Structural Steel Buildings AISC 360-10. American Institute of Steel Construction. Chicago, USA.
- API (2002): API RP 2A-WSD-2002 Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. American Petroleum Institute, Washington, USA.
- Bruneau M, Uang CM, Sabelli R (2011) *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill, New York, USA. (2nd edition)
- FEMA (2009): *Quantification of Building Seismic Performance FEMA P-695*. Federal Emergency Management Agency, Washington, USA.
- INN (2003): Norma Chilena NCh 2369 Of.2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Jorquera Valenzuela RA (2014): Catálogo de terremotos subductivos chilenos para la generación de curvas de fragilidad. *Memoria de Titulación*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Saragoni GR, Díaz H (2000): Seismic power for earthquake design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland. Electronic paper no. 2455.

X. ANEXOS

X.1. Cálculo Curvas t-z

		Estrato 1								
		Estrato 1								
		Estrato 1								
		Estrato 1								
		lEstrato 1					٨			
										_
		1	25	0				\		
		φ =	30	- 	11.4	5		\land		-
		γ=	1.7	tonym	п_1=	C	m	4 75		
		= 6	28.000	•			←	1.75	ton/m-	
		ο/φ=	0.800	2						
		σ"Z =	1.75	ton/m ⁻						
								2.5	4 /2	
		Estrato 2					←	3,5	torvm=	
Ficha (m) - 3	20		35	0						-
1 Iona (11) = 2		ψ=	1.0	ton/m ³	Н 2 -	5	m		\backslash	-
		γ=	28 000	0	11_2 =	5		FF	ton/m ²	
		0 = 8 / h =	28.000	-				5.5	lonvin	-
		-* π	0.800	ton/m ²						
		6 Z =	5.5	lon/m				7.5		
		Estrato 2					←	7.5	tonim	
			40	0						\setminus
		φ-	1.0	ton/m ³						
		γ= γ=	32,000	0	L 2	10	-	12.00	ton/m ²	+
		0 = 8 / h =	32.000	-	п_з=	10		12.00	lonin	\rightarrow
		-* π	12.00	ton/m ²						
		6 2 =	12.00	lon/m						
					- ¥			16.5	ton/m ²	
								10.5	lonin	
Dn =	44	in	Diámetro del pi	lote						-
DP -	1,118	m	Biamotro doi pi							
olumen desplazar	do =	0.981	m3/m							
nálisis Resisten	cia por Fuste	<u>.</u>				DI : 460	DI : 070	DI: 0		_
Barámatraa	Entroto 1	Estrato 2	Entrata 2		1/ (m2/m)	Phi = 40°	$Phi = 35^{\circ}$	$Phi = 30^{\circ}$		
		2 25		-	v (ms/m)	17	1 15	0.95	-	
K Cf	2.35	2.35	4.30		0.0093	1./	1.15	0.85		
fs (ton/m2)	1.45	0.75	19.14		0.093	13	2.35	1.15	1	
Osui (ton)	25.42	79.89	672.0		0.981	4.30	2.35	1.45		
	20.72	10.00	072.0	1	0.001	4.00	2.00	1.40		

Curvas t - z	- Pilote Eje A						
Estrato	Fuste (Ton/m2)	z (cm)	h (m)	Dp (m)	Qs (ton)		
H-1	1.45	0	1	1.1176	5.08		
H-2	4.55	0.254	1	1.1176	15.98		
H-3	19.14	10	1	1.1176	67.20		
Est	trato H-1	Estra	to H-2	Estra	o H-3 z (cm)		
Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)		
-5.08	-10	-15.98	-10	-67.20	-10		
-5.08	-0.254	-15.98	-0.254	-67.20	-0.254		
0	0	0	0	0	0		
4.07	0.254	12 78	0 254	53.76	0.254		
	0.234	12.70	0.231		•••••		

Cálculo Fuste Ej	е В у С									
		Estrato 1		1			Λ			_
		φ =	35	0						
		γ=	1.7	ton/m ³	H 1=	5	m			
		δ =	28.000	0				1.75	ton/m ²	
		$\delta / \phi =$	0.800				←			
		σ*z =	1 75	ton/m ²						
		02-		torrin						
								3.5	ton/m ²	_
		Estrato 2		*			<	5.0		-
Ficha (m) =	20	φ =	35	0				\ \	1	
		γ=	1.8	ton/m ³	H 2 =	5	m		\backslash	
		δ=	28 000	0				5.5	ton/m^2	
		$\delta/\phi =$	0.800				<	0.0		
		σ*7 =	5.5	ton/m ²						
		02-	0.0	torin				7.5	ton/m ²	-
		Estrato 3		× ×			←	1.5		\
		Δ3Π410 5 	40	0						\setminus
		φ ~	1 0	ton/m ³						
		-1	22 000	0	L 2_	10	~	12.00	ton/m ²	+
		0 = 8 / 4 =	32.000	•	n_ 3 =	10		12.00	lonim	+
		07ψ= -* -	12.00	ton/m ²						+
		6 Z =	12.00	ton/m						
				¥			←	40.5	t = = /== ²	
								16.5	ton/m	
Dn -	30	in	Diámetro del pi	lote						
Dp =	0 762	m	Diametro dei pi							
	0.702									_
Volumen desplaza	ado =	0.456	m3/m							
Análisis Resister	ncia por Fuste									
						Phi = 40°	Phi = 35°	<i>Phi</i> = 30°		
Parámetros	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3		V (m3/m)	K _δ	K _δ	K _δ		
К	2.01	2.01	3.56		0.0093	1.7	1.15	0.85		
Cf	0.75	0.75	0.7		0.093	3	1.75	1.15		
fs (ton/m2)	1.24	3.89	15.86		0.93	4.3	2.35	1.45		
Qsui (ton)	14.83	46.60	379.8		0.456	3.56	2.01	1.28		
Qf-total =	441.19	ton	Resistencia al f	uste último						

Curvas t - z	- Pilote Eje B y C						
Estrato	Fuste (Ton/m2)	z (cm)	h (m)	Dp (m)	Qs (ton)		
H-1	1.24	0	1	0.762	2.97		
H-2	3.89	0.254	1	0.762	9.32		
H-3	15.86	10	1	0.762	37.98		
Est	rato H-1	Estra	to H-2	Estrat	to H-3		
Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)		
-2.97	-10	-9.32	-10	-37.98	-10		
-2.97	-0.254	-9.32	-0.254	-37.98	-0.254		
0	0	0	0	0	0		
	-						
2.37	0.254	7.46	0.254	30.38	0.254		

Cálculo Fuste Ej	e D									
		Estrato 1		1			\land			
							\			
		φ =	35	0				Δ		
		γ=	1.7	ton/m ³	H _1=	5	m			
		δ =	28.000	0				1.75	ton/m ²	
		δ/φ=	0.800							
		σ*z =	1.75	ton/m ²						
								3,5	ton/m ²	
		Estrato 2		1						
Ficha (m) =	20	φ =	35	0						
		γ=	1.8	ton/m ³	H_2 =	5	m		\backslash	
		δ =	28.000	0				5.5	ton/m ²	
		δ/φ=	0.800							
		σ*z =	5.5	ton/m ²						
				L			/	7.5	ton/m ²	
		Estrato 3		\uparrow						
		φ =	40	0						
		γ=	1.9	ton/m ³						\backslash
		δ =	32.000	0	H_ 3 =	10	m	12.00	ton/m ²	
		δ/φ=	0.800							
		σ*z =	12.00	ton/m ²)
				↓ ↓			/			
								16.5	ton/m ²	
Dp =	40	in	Diámetro del pi	lote						
	1.016	m								
Volumen desplaza	ado =	0.811	m3/m							
Análisis Resister	ncia por Fuste	<u> </u>								
Parámotros	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 2		V (m2/m)	$Pni = 40^{\circ}$	Phi = 35°	$Pni = 30^{\circ}$		
k arametros	2.26	2.26	1 11	ł – – – – – –	0.0003	17	1 15	0.85		
Cf	0.75	0.75	4.11		0.0093	3	1.15	1 15		
fs (ton/m2)	1 40	4 39	18.32		0.93	43	2.35	1 45		
Qsui (ton)	22.27	69.99	584.6		0.811	4.11	2.26	1.41		
Qf-total =	676.88	ton	Resistencia al f	uste último						

Curvas t - z	- Pilote Eje D				
Estrato	Fuste (Ton/m2)	z (cm)	h (m)	Dp (m)	Qs (ton)
H-1	1.40	0	1	1.016	4.45
H-2	4.39	0.254	1	1.016	14.00
H-3	18.32	10	1	1.016	58.46
Estrato H-1		Estrato H-2		Estrato H-3	
Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)	Qs (ton)	z (cm)
Qs (ton) -4.45	z (cm) -10	Qs (ton) -14.00	z (cm) -10	Qs (ton) -58.46	z (cm) -10
Qs (ton) -4.45 -4.45	z (cm) -10 -0.254	Qs (ton) -14.00 -14.00	z (cm) -10 -0.254	Qs (ton) -58.46 -58.46	z (cm) -10 -0.254
Qs (ton) -4.45 -4.45 0	z (cm) -10 -0.254 0	Qs (ton) -14.00 -14.00 0	z (cm) -10 -0.254 0	Qs (ton) -58.46 -58.46 0	z (cm) -10 -0.254 0
Qs (ton) -4.45 -4.45 0 3.56	z (cm) -10 -0.254 0 0.254	Qs (ton) -14.00 -14.00 0 11.20	z (cm) -10 -0.254 0 0.254	Qs (ton) -58.46 -58.46 0 46.77	z (cm) -10 -0.254 0 0.254

Cálculo Fuste Ej	e E									
										_
										_
		Estrato 1		1			Λ			
		φ =	35	0				Δ		
		γ=	1.7	ton/m ³	H _1=	5	m			
		δ =	28.000	0				1.75	ton/m ²	
		δ/φ=	0.800							
		σ*z =	1.75	ton/m ²						
								3,5	ton/m ²	
		Estrato 2								
Ficha (m) =	20	φ =	35	U					<u>\</u>	
		γ=	1.8	ton/m ³	H_2 =	5	m			
		δ =	28.000	0				5.5	ton/m ²	
		$\delta / \phi =$	0.800						$ \rightarrow $	
		σ*z =	5.5	ton/m ²						
				¥			←	7.5	ton/m ²	
		Estrato 3	10						\\	\backslash
		φ =	40	0						\land
		γ=	1.9	ton/m ^o					2	\rightarrow
		δ =	32.000	0	H_ 3 =	10	m ←	12.00	ton/m ²	\rightarrow
		$\delta / \phi =$	0.800							\rightarrow
		σ*z =	12.00	ton/m ²						
							←		2	
								16.5	ton/m ⁻	
Do -	60	in	Diámotro dol pi	loto						
Dp =	1 575	m	Diametro dei pi	IOLE						
	1.575									
Volumen desplaza	ado =	1.948	m3/m							
Análisis Resister	ncia por Fuste	<u> </u>								
						Phi = 40°	Phi = 35°	Phi = 30°		
Parámetros	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3		V (m3/m)	K _δ	Ks	K _δ		
К	2.35	2.35	4.30		0.0093	1.7	1.15	0.85		
Cf	0.75	0.75	0.7		0.093	3	1.75	1.15		
fs (ton/m2)	1.45	4.55	19.14		0.93	4.3	2.35	1.45		
Qsui (ton)	35.82	112.58	947.0		1.948	4.30	2.35	1.45		
06 45451	4005.00	4	Desistancia 11							
Qt-total =	1095.36	ton	Resistencia al f	uste ultimo						

Curvas t - z	- Pilote Eje E				
Estrato	Fuste (Ton/m2)	z (cm)	h (m)	Dp (m)	Qs (ton)
H-1	1.45	0	1	1.5748	7.16
H-2	4.55	0.254	1	1.5748	22.52
H-3	19.14	10	1	1.5748	94.70
Est	rato H-1	Estra	to H-2	Estrat	to H-3
Est Qs (ton)	rato H-1 z (cm)	Estra Qs (ton)	to H-2 z (cm)	Estrat Qs (ton)	to H-3 z (cm)
Est Qs (ton) -7.16	rato H-1 z (cm) -10	Estra Qs (ton) -22.52	to H-2 z (cm) -10	Estrat Qs (ton) -94.70	to H-3 z (cm) -10
Est Qs (ton) -7.16 -7.16	rato H-1 z (cm) -10 -0.254	Estra Qs (ton) -22.52 -22.52	to H-2 z (cm) -10 -0.254	Estrat Qs (ton) -94.70 -94.70	z (cm) -10 -0.254
Est Qs (ton) -7.16 -7.16 0	rato H-1 z (cm) -10 -0.254 0	Estra Qs (ton) -22.52 -22.52 0	to H-2 z (cm) -10 -0.254 0	Estrat Qs (ton) -94.70 -94.70 0	z (cm) -10 -0.254 0
Est Qs (ton) -7.16 -7.16 0 5.73	rato H-1 z (cm) -10 -0.254 0 0.254	Estra: Qs (ton) -22.52 -22.52 0 18.01	to H-2 z (cm) -10 -0.254 0 0.254	Estrat Qs (ton) -94.70 -94.70 0 75.76	z (cm) -10 -0.254 0 0.254