

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

COMPARACIÓN ESTRUCTURA DE MUELLE ENTRE METODOLOGÍA DE DISEÑO EN BASE A FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS USANDO ASCE 61-14

ALVARO KINFAY LEÓN CHANG

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

Profesor Supervisor: HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

Santiago de Chile, marzo, 2023.

A mi familia y amigos, que me han apoyado a lo largo de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

A mi querida madre que a pesar de estar pasando por tiempos difíciles siempre tuvo el ánimo de apoyarme en lo todo lo que he querido hacer.

Agradezco al profesor Hernán por su tiempo y experiencia compartida en la realización del presente trabajo.

Agradezco a la institución por su excelente programa de estudio, especialmente a todos los profesores por su paciencia y consideración para dictar las clases.

A mis compañeros colegas del programa, por la excelencia y el apoyo mutuo para la realización de los trabajos.

INDICE GENERAL

DEDICATORIAii
AGRADECIMIENTOSiii
INDICE DE TABLASvii
INDICE DE FIGURAS
RESUMENx
ABSTRACTxi
I. INTRODUCCIÓN1
II. ALCANCE
III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO4
III.1. Información disponible4
III.2. Descripción de la estructura
IV. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO10
IV.1. Clasificación de diseño sísmico10
IV.2. Métodos de diseño11
IV.3. Masa sísmica11
IV.4. Combinaciones de carga12
IV.5. Espectro de respuesta
IV.6. Importancia de la estructura14
V. MODELACIÓN LINEAL
V.1. Consideraciones Geotécnicas para determinar la profundidad
equivalente del pilote17
V.2. Cargas consideradas

	V.3. Rigidez efectiva de los elementos	20
	V.4. Longitud de Rótulas Plásticas	21
VI.	DISEÑO BASADO EN FUERZAS	25
	VI.1. Fuerza Sísmica	25
	VI.2. Diseño de pilotes	26
	VI.2.1. Verificación a Flexo compresión	26
	VI.2.2. Revisión del cortante	27
	VI.3. Diseño del tablero por capacidad	28
VII.	DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	29
	VII.1. Propiedades inelásticas de los materiales	29
	VII.1.1. Propiedades esperadas de los materiales	29
	VII.1.2. Hormigón	29
	VII.1.3. Acero de refuerzo	31
	VII.1.4. Acero de presfuerzo	31
	VII.2. Modelación No lineal	32
	VII.2.1. Análisis momento-curvatura	33
	VII.2.2. Rotaciones plásticas	35
	VII.2.3. Carga axial en pilotes	36
	VII.2.4. Parámetros y ubicación de las rótulas plásticas	36
	VII.2.5. Masa sísmica	38
	VII.3. Análisis de la capacidad de desplazamiento	39
	VII.3.1. Verificación de los efectos P-A	39
	VII.3.2. Pushover	40
	VII.4. Demandas de desplazamiento	41
	VII.4.1. Análisis de respuesta modal espectral	42
	VII.4.2. Análisis de demanda no lineal estático	43
	VII.4.3. Comparación entre análisis espectral y estático en métod	lo de
	desplazamiento	46
	VII.5. Demanda en elementos protegidos	46
VIII	. COMPARACIÓN DE RESULTADOS	49
IX.	CONCLUSIONES	50
X.	RECOMENDACIONES	51

IBLIOGRAFÍA52

INDICE DE TABLAS

Tabla IV-2: Categoría de riesgo	. 15
Tabla IV-3: Factor de importancia sísmica	. 16
Tabla V-1: Longitud de empotramiento de pilotes	. 19
Tabla V-2: Rigidez efectiva	. 21
Tabla V-3: Longitud articulación plástica	. 22
Tabla V-4: Participación modal	. 24
Tabla VI-1: Coeficientes de diseño	. 26
Tabla VII-1: Límites de deformaciones unitarias por desempeño	. 34
Tabla VII-2: Datos del Diagrama Momento Curvatura	. 36
Tabla VII-3: Resultados iteraciones método de estructura substituto	. 45

INDICE DE FIGURAS

Figura III-1: Ubicación de la ampliación del muelle internacional
Figura III-3: Curvas P-y de perforación 15
Figura III-4: Curvas P-y de perforación 2
Figura III-5: Planta de ampliación7
Figura III-6: Pórtico transversal eje 9
Figura III-7: Pórtico longitudinal tipo
Figura III-8: Sección del pilote (dimensiones en milímetros)9
Figura III-9: Sección de vigas tipo (dimensiones en milímetros)
Figura IV-1: Extracto del ASCE 61-14 para la masa sísmica12
Figura IV-2: Espectro de Respuesta Tr=475 años, □□5%14
Figura V-1: Modelo No lineal y modelo lineal equivalente
Figura V-2: Pushover para determinar la longitud equivalente
Figura V-3: Modelo Lineal Pórtico Transversal y longitudinal
Figura V-4: Forma Modal 3 primeros modos
Figura VI-1: Diagrama de interacción
Figura VI-2: Refuerzo de pilote con varillas de □3027
Figura VII-1: Constitutiva del hormigón
Figura VII-2: Constitutiva del acero de refuerzo

Figura VII-3: Constitutiva del acero de presfuerzo	. 32
Figura VII-4: Diagrama momento curvatura de pilotes con P=0, -30, -60 tonf	. 35
Figura VII-5: Momento vs rotación, rotación plástica	. 35
Figura VII-6: Parámetros input rótula plástica SAP2000	. 37
Figura VII-7: Pórtico Transversal ubicación de las rótulas plásticas SAP2000	. 38
Figura VII-8: Cargas consideradas en pórtico transversal SAP2000	. 38
Figura VII-9: Pushover considera efecto P-D	. 40
Figura VII-10: Pushover pórtico transversal	. 41
Figura VII-11: Desplazamiento de la estructura en OLE	. 41
Figura VII-12: Respuesta de desplazamiento y corte basal	. 42
Figura VII-13: Convergencia entre pushover y respuesta	. 43
Figura VII-14: Algoritmo método estructura substituto	. 44
Figura VII-15: Demanda de corte	. 47
Figura VII-16: Pilote con refuerzo transversal	. 48

RESUMEN

El trabajo consiste en comparar las dos metodologías de diseño basadas tanto en fuerza como en desplazamiento, siguiendo el ASCE 61-14 *"Seismic Design of Piers and Wharves"*. La comparación se la realiza con una estructura de muelle ubicada en Manta – Ecuador. Se realiza el diseño por la metodología basada en fuerzas por medio de un análisis modal espectral determinando las demandas de carga axial, momento y corte en los distintos elementos de la estructura, de esta forma se reportan secciones de los elementos además de la cantidad de acero de los mismos.

Siguiendo la metodología basada en desplazamientos, se realiza modelos de un pórtico tipo y su respuesta a carga lateral (Pushover) considerando los diagramas momento curvatura de los pilotes que incluye la no-linealidad y constitutivas del hormigón, acero de refuerzo y acero de presfuerzo. Además, se considera la no linealidad del suelo, considerando en el modelo los resortes laterales p-y.

La comparación demuestra para la metodología basada en desplazamiento un diseño más focalizado en el desempeño de la estructura y niveles de daño. Se pudo disminuir la cantidad de acero de refuerzo longitudinal en los pilotes. Además, debido la modelación de las curvas p-y, se pudo prever un cortante significativo por lo que se incluyeron refuerzos transversales en los pilotes. De esta forma se pudo lograr un diseño más eficiente respaldado con resultados de mejor estimación, a diferencia de un análisis lineal que no podría predecir esta respuesta.

ABSTRACT

The work consists of comparing the two design methodologies, both force and displacement, following ASCE 61-14 "Seismic design of pier and wharfs". The comparison is made with a pier structure located in Manta - Ecuador.

The design is carried out by the force-based methodology by means of a spectral modal analysis determining the demands of axial load, moment and shear in the different elements of the structure, in this way dimensions and steel ratios of the elements are reported.

Following the methodology based on displacements, models of a frame and its response to lateral load (Pushover) are made considering the moment curvature diagrams of the piles that include the non-linearity and constitutive of the concrete, reinforcing steel and prestressing steel. In addition, the non-linearity of the soil is considered, modelated as lateral springs p-y.

The comparison demonstrates for the displacement-based methodology a design more focused on the performance of the structure and damage levels. It was possible to reduce the amount of longitudinal steel reinforcement in the piles. In addition, due to the modeling of the p-y curves, a significant shear could be foreseen, so transversal reinforcements were included in the piles. In this way, it was possible to achieve a more efficient design supported by results with a better estimate of reality, unlike a linear analysis that could not predict this response.

I. INTRODUCCIÓN

Daños severos en muelles ocurren típicamente en zonas de alta sismicidad con suelos blandos. El sismo puede resultar en grandes desplazamientos que pueden ocurrir debido a la susceptibilidad de los suelos a la licuación o la desestabilización de los taludes donde se encuentra cimentada la estructura del muelle. Es por esto que los muelles están tendiendo a ser diseñados por el método de desplazamiento, en vez del método convencional de fuerzas. Las dos metodologías de diseño son permitidas por los reglamentos típicamente usados; "ASCE (American Society of Civil Engineers), 2014. Seismic design of piers and wharves. ASCE 61-14", "CSLC (California State Lands Commission), 2016. Marine Oil Terminal Engineering and Maintenance Standards (MOTEMS)", "Port of Long Beach (POLB 2020) Wharf design criteria V5.0", "Port of Los Angeles (POLA 2010) Code for seismic design, repair, and upgrade of container wharves", por lo que una comparación de los resultados de diseño usando cada método entregaría información valiosa para evaluar la efectividad de cada método.

El diseño basado en fuerzas es un método de diseño estructural que determina la demanda sísmica de una estructura por medio de un análisis modal espectral lineal, considerando un factor de modificación de respuesta sísmica. El factor de modificación de respuesta considera parte de la no linealidad del material y de los elementos (sobre-resistencia y ductilidad). Es el método de análisis sísmico convencional para el diseño de estructuras, es ampliamente usado en normativas como ASCE 7 (USA), NSR-10 (Colombia), NEC-2015 (Ecuador) y NCh433 (Chile).

Por otro lado, el diseño basado en desplazamiento emplea el método de estructura substituto (Substitute structural method) que consiste en determinar el desplazamiento a través de un espectro de aceleraciones por medio de un proceso iterativo que emplea la rigidez secante efectiva de la estructura a la demanda de desplazamiento determinada de una curva pushover. Este método considera además un amortiguamiento elástico equivalente que representa los efectos combinados elásticos e histerético del amortiguamiento para cada iteración. Este análisis considera la no linealidad de los elementos. En base al desplazamiento de la estructura se determinan las deformaciones unitarias de los materiales, las mismas que deben ser menores a las indicadas en el código. La metodología es empleada

en normativas Norte Americanas; ASCE 61-14, CSLC 2016 MOTEMS, POLB 2020, POLA 2010.

II. ALCANCE

En este documento se presenta el diseño de un muelle conformado por pórticos a momento soportado por pilotes de hormigón pretensado considerando las metodologías de diseño del ASCE61-14 basada en fuerzas y basada en desplazamientos. Toma en consideración los parámetros no lineales del suelo para la modelación de la interacción suelo estructura.

II.1. Objetivos

II.1.1. Objetivo principal

Comparar los diseños de un muelle obtenidos usando la metodología de diseño en base a fuerzas y la metodología de diseño en base a desplazamientos según ASCE61-14.

II.1.2. Objetivos específicos

- Diseñar el muelle con la metodología basada en fuerzas.
- Diseñar el muelle con la metodología basada en desplazamientos.
- Realizar una comparación de las estructuras obtenidas por ambos métodos de diseño.

III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en una ampliación de un muelle internacional existente en el puerto de Manta, en la provincia de Manabí en Ecuador. Este muelle funcionará para atracar buques de mayores capacidades ya que se pretende realizar a futuro un dragado. La ampliación se muestra en la Figura III-1 y consiste en extender el muelle en 60m, manteniendo los 45 m de ancho del muelle actual. Es decir, la superficie de la ampliación es de 60x45 m.



Figura III-1: Ubicación de la ampliación del muelle internacional

Fuente: Estudio de ampliación muelle internacional APM

III.1. Información disponible

Dado que el proyecto es una ampliación se pretende seguir la misma estructuración del muelle existente diseñado en el 2017, por lo que se usarán las dimensiones de los elementos existentes como parte del predimensionamiento de la ampliación.

Para caracterizar el suelo del proyecto se realizaron dos perforaciones, con lo cual se obtuvieron las curvas p-y para cada perforación. Estas curvas p-y, según el estudio geotécnico consideran la posibilidad de licuación de los estratos de arena no

competentes del sitio del proyecto. Además, la información obtenida de las perforaciones permitirá la posterior determinación del espectro de diseño sísmico. Se muestra a continuación en la Figura III-2 y la Figura III-3 las curvas p-y de los pilotes de las perforaciones 1 y 2, respectivamente. Estas curvas fueron determinadas por el especialista Geotécnico con pilotes de 65 cm de lado para cada 50 cm en profundidad. En la gráfica las ordenadas se encuentran en escala logarítmica.



Figura III-2: Curvas P-y de perforación 1

Fuente: Elaboración propia, datos de Estudio Geotécnico



Figura III-3: Curvas P-y de perforación 2

Fuente: Elaboración propia, datos de Estudio Geotécnico

Esta información geotécnica fue entregada como input para el análisis estructural del muelle. Cada curva indica la fuerza por metro para cada desplazamiento del pilote a cada nivel de profundidad del pilote, tanto para la perforación 1 como para la 2.

III.2. Descripción de la estructura

La estructura en planta tiene 45x60 m, está conformada por pórticos a momento con elementos de hormigón armado: pilotes de hormigón pretensado, vigas y sistema de piso de hormigón armado. El sistema estructural se realiza por facilidad y rapidez constructiva con los elementos principales prefabricados, tanto pilotes como vigas y losas. La descripción presentada en esta sección muestra solo las secciones principales a utilizarse en el análisis estructural. La descripción no incluye detalles del montaje de los elementos prefabricados, que no es objeto del presente trabajo.

Se tienen 13 ejes transversales distanciados 5 m, excepto el primero y el último eje, que están a 4,5 m. En cada eje se tiene 14 pilotes separados típicamente 3.385 m, ver Figura III-4. Con estas medidas se tiene en planta una losa de 45x60 m de 40 cm de espesor estructural.

Se ha considerado una estructura de pórticos a momento en el sentido transversal, ver Figura III-5, a base de pilotes de hormigón pretensado de 650 x 650 mm (ver Figura III-7) y vigas de hormigón armado de 1000 x 1200 mm (ver Figura III-8). Los pilotes tienen una altura de 28.30 m hasta el eje 7, desde ahí aumenta gradualmente hasta 31.8m en el eje 13. Para el sentido longitudinal se tiene solo 4 ejes de vigas ubicadas equidistantemente. Todos los pórticos se encuentran conectados por la losa de 40 cm de espesor.



Figura III-4: Planta de ampliación







Figura III-6: Pórtico longitudinal tipo



Figura III-7: Sección del pilote (dimensiones en milímetros)



Figura III-8: Sección de vigas tipo (dimensiones en milímetros)

IV. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

En este capítulo se muestra consideraciones para realizar el análisis sísmico del muelle. Se indica la clasificación del diseño sísmico en base a la importancia de la estructura según el ASCE 61-14, la masa sísmica, las combinaciones sísmicas, el espectro de respuesta y la importancia de la estructura según el ASCE 7-16.

IV.1. Clasificación de diseño sísmico

Dada la importancia de la estructura para la economía de la región, la misma se clasifica como de importancia alta. Dada la importancia de la estructura, se debe cumplir con los requerimientos de desempeño estructural para cada nivel de sismo definidos por AISC 61-14 indicados en la Tabla IV-1. La Tabla IV-1 muestra los requerimientos de desempeño esperados para estructuras según su nivel de importancia. Notar que solo para el caso de importancia alta se define un objetivo de desempeño para el nivel operativo.

Tabla IV-1: Peligrosidad sísmica y requerimientos de desempeño

Fuente:	AISC	61-14	Tabla	2 - 1
---------	------	-------	-------	-------

	Seismic hazard level and performance level					
	Operating level earthquake (OLE)		Contingency level earthquake (CLE)		Design earthquake (DE)	
	Ground motion probability of exceedance	Performance level	Ground motion probability of exceedance	Performance level	Seismic hazard level	Performance level
High	50% in 50 years (72-year return period)	Minimal damage	10% in 50 years (475-year return period)	Controlled and repairable damage	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection
Moderate	N/A	N/A	20% in 50 years (224-year return period)	Controlled and repairable damage	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection
Low	N/A	N/A	N/A	N/A	Design earthquake per ASCE 7 (2005)	Life safety protection

Table 2-1. Minimum Seismic Hazard and Performance Requirements

IV.2. Métodos de diseño

El método de fuerzas es un método para diseñar que determina la demanda sísmica de una estructura por medio de un análisis modal espectral lineal, considerando un factor de modificación de respuesta sísmica.

Por otro lado, el método de desplazamiento consiste en determinar el desplazamiento producto de un espectro de aceleraciones por medio de iteraciones en base a la rigidez, el periodo de la estructura y su amortiguamiento. Este análisis considera la no linealidad de los elementos. En base al desplazamiento de la estructura se determinan las deformaciones unitarias de los materiales, las mismas que deben ser menores a las indicadas en el código.

El ASCE 61-14 permite realizar diseños basados en fuerza para:

- Estructuras con clasificación sísmica de importancia "baja".
- Estructuras diseñadas con el espectro elástico de diseño sísmico (R=1)

Para poder realizar la comparación entre los dos métodos se debe realizar el diseño cumpliendo los requerimientos de desempeño indicados para el sismo de diseño. Aunque la estructura no sea de clasificación o importancia "baja" se empleará el método de fuerzas para comparar resultados con el método de desplazamientos.

IV.3. Masa sísmica

Para definir la masa sísmica se ha considerado lo que indica el numeral 3.7.3 de la norma ASCE 61-14: el peso propio de la estructura y el 10% de la carga viva uniformemente repartida. En la Figura **IV-1**, se muestra un extracto de ASCE 61-14 con la definición de la masa sísmica para un muelle.

3.7.3 Seismic Mass The mass considered for the dynamic analysis shall include the structural self-weight of the entire pier or wharf, permanently attached equipment, and 10% of the design uniform live load. Hydrodynamic mass associated with piles, where significant, shall be considered. For 24-in. (0.610-m) diameter piles or less, hydrodynamic mass may be ignored. The mass of container cranes shall be determined in accordance with Section 8.5.2 and distributed over the length of the wharf.

For pile-supported piers, wharves, and platforms where containers are stacked on the structure, the effects of the stacked containers on the seismic mass of the structure shall be considered.

Figura IV-1: Extracto del ASCE 61-14 para la masa sísmica

Fuente: AISC 61-14 Sección 3.7.3

IV.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones sísmicas de carga a considerar se obtuvieron de la sección 3.6 del ASCE 61-14, las mismas que se resumen a continuación:

$$(1.0\pm 0.5 \text{ PGA}) \text{ D} + 0.1 \text{ L} + \text{E}$$
 (IV.1)

$$E = \begin{cases} \pm E_x \pm 0.3 \ E_y \\ \pm E_y \pm 0.3 \ E_x \end{cases}$$

Siendo el PGA=0.5 y descomponiendo el sismo en los dos sentidos "x" y "y", de esta se derivan las siguientes 4 combinaciones:

- 1.25 D+0.1 L+1.0 Ex+0.3 Ey (IV.2)
- 1.25 D+0.1 L+0.3 Ex + 1.0 Ey (IV.3)
- 0.75 D+0.1 L+1.0 Ex+0.3 Ey (IV.4)
- 0.75 D + 0.1 L + 0.3 Ex + 1.0 Ey (IV.5)

Donde:

D = Carga muerta.

E = Componente horizontal del sismo

Ex = Componente horizontal del sismo sentido x

Ey = Componente horizontal del sismo sentido y

L= Carga viva uniformemente repartida.

PGA = Peak Ground Acceleration. Aceleración sísmica máxima en el terreno; 0.5g de acuerdo con la norma ecuatoriana NEC-2015.

IV.5. Espectro de respuesta

Según el estudio geotécnico del sitio del muelle, el suelo se clasifica como suelo tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

El capítulo NEC-SE-DS contiene las provisiones de "Peligro Sísmico. Diseño Sismo resistente". De las mismas se resumen los aspectos más relevantes para determinar el espectro de respuesta para el proyecto:

- Estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años)
- Zona Sísmica 5. Caracterización de peligro sísmico "Muy Alto"
- Z = 0.50
- Suelo tipo D

A continuación, se muestra el espectro de respuesta utilizado para el muelle obtenido de NEC-2015.



Figura IV-2: Espectro de Respuesta Tr=475 años, ξ =5%

IV.6. Importancia de la estructura

Según el ASCE 7 la estructura clasifica en la categoría de riesgo III, con un factor de importancia de 1.25 para los eventos telúricos. La Tabla IV-2 muestra la que la categoría de riesgo según ASCE 7 para una estructura con potencial de causar impacto económico sustancial es III. A su vez, la Tabla **IV-3** muestra que para una categoría de riesgo III el factor de importancia sísmica es 1,25.

Tabla IV-2: Categoría de riesgo

Fuente: AISC 7-16 Tabla 1.5-1

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	Ι
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	п
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	ш
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

_

Fuente: AISC 7-16 Tabla 1.5-2

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, <i>I_s</i>	Ice Importance Factor— Thickness, I _I	Ice Importance Factor—Wind, /w	Seismic Importance Factor, I _e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
П	1.00	1.00	1.00	1.00
Ш	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

V. MODELACIÓN LINEAL

Se realiza un modelo lineal equivalente del muelle donde se considera la profundidad equivalente de los pilotes al empotramiento basado en las curvas p-y entregadas. Se toma las consideraciones de factores de rigidez indicados en la norma ASCE 61-14. Este modelo se emplea para el diseño basado en fuerzas, para el que se emplea un análisis modal espectral.

V.1. Consideraciones Geotécnicas para determinar la profundidad equivalente del pilote

Para la determinación de la longitud equivalente de empotramiento del pilote se considera la sección 6.6.6 del ASCE 61-14, donde indica que la longitud equivalente corresponde a la profundidad para la que se produce el mismo desplazamiento en la cabeza del pilote en un análisis lateral individual considerando las curvas p-y que en un análisis del pilote empotrado.

Se realiza un modelo no lineal que considera las curvas p-y, donde se modela pilotes individuales en el programa SAP2000; se considera restricción a la rotación en la cabeza del pilote debido que la conexión considerada para el diseño es a momento. En otros modelos lineales se dan las mismas consideraciones, pero en vez de modelar las curvas p-y se modela un empotramiento, variando la profundidad del empotramiento. Se registra la respuesta en términos del desplazamiento de la cabeza y la carga aplicada (pushover).

En la Figura V-1 se muestran los modelos realizados en SAP2000 considerando las curvas p-y y el modelo lineal equivalente con la profundidad al empotramiento que varía.



Figura V-1: Modelo No lineal y modelo lineal equivalente

Se muestran los gráficos de pushover hasta un desplazamiento de 0.40 m, tanto para el modelo no lineal como para los modelos lineales, donde se varía la longitud de empotramiento del pilote. Para los dos modelos se incluye una rótula plástica del pilote tanto en la parte superior como en la inferior del pilote; las propiedades de la rótula plástica y su determinación se explican en secciones posteriores del presente documento. Esta rótula es ingresada para determinar aproximadamente el rango de trabajo de los resortes y poder acotar de mejor manera el gráfico que se presenta en la Figura V-2. Se realizó un análisis sin las rótulas y se determinó que la curva pushover es elástica hasta aproximadamente 5 m de desplazamiento lateral en el tablero en donde empieza esencialmente la no linealidad del suelo en la Perforación S1.



Figura V-2: Pushover para determinar la longitud equivalente

Se observa que para la perforación 1 el empotramiento a la cota entre -17.3 m y -17.8 m es la más cercana a la obtenida del modelo no lineal que considera las curvas p-y. Se toma el promedio teniendo una cota de -17.5 m. Como de la perforación 1 se sabe que la cota del fondo de lecho marino es -11.80 m, resulta una profundidad de empotramiento de 5.70 m, que equivale a aproximadamente 9 veces el lado del pilote. Es importante destacar que las curvas p-y consideran la posibilidad de licuación de los estratos, lo que corresponde en un aumento de longitud de empotramiento.

El análisis anterior se realiza de igual manera para la perforación S2. Se presenta en la Tabla V-1 un resumen con los resultados obtenidos.

Tabla V-1: Longitud de empotramiento de pilotes

Perforacion #	Nivel lecho marino (MLWS)	Nivel empotramiento (MLWS)	Longitud de empotramiendo (Le) [m]	Le/D
1	-11.8	-17.5	5.7	9
2	-12.6	-22.3	9.7	15

Existe una gran diferencia en la longitud de empotramiento entre las dos perforaciones. Esto se debe a que la perforación 2 presenta mayor espesor de suelo con alto potencial de licuación. El análisis de la longitud de empotramiento conservadoramente considera el cambio en las propiedades del suelo debido a su potencial licuable.

V.2. Cargas consideradas

Se toma en consideración las cargas muertas permanentes de la estructura, el peso propio de los elementos es considerado en los modelos matemáticos según la definición de las secciones y los materiales empleados. Se incluye una carga muerta adicional correspondiente a una pendiente del 0.5% a dos aguas, equivalente a una carga de 300 kgf/m^2 .

La carga viva considerada es de 5 tonf/m², correspondiente a la posibilidad de stockear contenedores sobre la estructura. Existen además cargas vehiculares y de grúas que según los códigos no es necesario considerar en el análisis símico del muelle, razón por la cual no son reportadas.

V.3. Rigidez efectiva de los elementos

La Tabla V-2 resume las rigideces efectivas de los pilotes, incluyendo la zona de conexión con el tablero, que el ASCE 61-14 permite utilizar.

Tabla V-2: Rigidez efectiva

Fuente: AISC 61-14 Tabla 5-2

Table 5-2. Elastic Section Properties for Pier and Wharf Components

Pier or wharf component	Elan/(Elg)		
Reinforced concrete pile	$0.3 + N/(f_c'A_g)$		
Pile/deck dowel connection ^a	$0.3 + N/(f_c'A_g)$		
Prestressed pile ^a	$0.6 < EI_{eff}/(EI_g) < 0.75$		
Steel pile	1.0		
Concrete pile with steel casing	$(E_sI_s + 0.25E_cI_c)/(E_sI_s + E_cI_c)$		
Deck	0.5		

"The pile/deck connection and prestressed pile may also be approximated as one member with an average stiffness of $EI_{eff}/EI_{e} = 0.42$.

Se considera para los pilotes un factor de rigidez de 0.65, y para la conexión del pilote se considera el factor de rigidez efectiva igual 0.42. Para la conexión se considera una longitud igual a la longitud de la rótula plástica que se obtiene en la siguiente sección.

V.4. Longitud de Rótulas Plásticas

La longitud de las rótulas plásticas depende de las propiedades de los materiales involucrados y el tipo de conexión, que para este caso es conexión rígida a momento. Para estimar la longitud de la rótula, seguimos lo establecido en la Tabla V-3, que corresponde a la Tabla 6.1 de ASCE 61-14.

Tabla V-3: Longitud articulación plástica

Fuente: AISC 61-14 Tabla 6-1

Connection type Steel pipe piles	L _p at deck (in.)
Embedded pile	0.5D (see Section 7.4.3.3)
Concrete plug	$0.30 f_{ye} d_b$
Isolated shell	$0.30 f_{ye} d_b + g$
Welded embed	0.5D (See Section 7.4.2.4)
Welded dowels	NA
Prestressed concrete piles	
Pile buildup	$0.15f_{ye}d_b \le L_p \le 0.3f_{ye}d_b$
Extended strand	$0.2 f_{pye} d_{st}$
Embedded pile	0.5D (see Section 7.4.2.1)
Dowelled	$0.25 f_{ye} d_b$
Hollow dowelled	$0.2 f_{ye} d_b$
External confinement	$0.30 f_{ye} d_b$
Isolated interface	$0.25 f_{ye} d_b$
Other connections	
Pinned connection	NA
Batter pile	See Section 7.4.4.2

Table 6-1	. Plastic F	IInge Length
-----------	-------------	--------------

Note: Table uses English units. Metric equivalent is not provided.

Puesto que se tiene acero de presfuerzo y acero de refuerzo anclado en el nudo, adoptamos el mayor valor entre los dos:

$$0.20 f_{pye} d_{st} = 24.6 \, pulgadas = 63 \, cm$$
 (V.1)

$$0.25 f_{ye} d_b = 16.8 \, pulgadas = 43 \, cm$$
 (V.2)

Estimamos 60 cm debajo de las vigas y le asignamos a cada segmento la inercia efectiva descrita anteriormente.



Figura V-3: Modelo Lineal Pórtico Transversal y longitudinal

Fuente: SAP2000

En la Figura V-4 se muestran los modos de vibración de la estructura junto con los periodos correspondiente a los 3 primeros modos fundamentales de vibración. El primer modo de vibración, período 2.92 s, es traslacional en dirección Y con torsión debido a la variabilidad de la profundidad del suelo en términos de la longitud de empotramiento de los pilotes. El segundo modo de vibración, período 2.79 s, es traslacional en dirección X, mientras que el tercer modo de vibración, período 2.50 s, es torsional.



Figura V-4: Forma Modal 3 primeros modos

Fuente: SAP2000

En la Tabla V-4 se presenta la participación modal de la masa en las dos direcciones traslacionales y la rotacional de dirección Z. Se observa que efectivamente el primer modo toma aproximadamente 70% y 73% de la masa en la dirección Y y la rotación

en Z, respectivamente. Se observa que con los 3 primeros modos el porcentaje de participación de la masa es mayor al 95%.

Tabla V-4: Participación modal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	2.918	0.00000	0.70681	0.73523	0.00000	0.70681	0.73523
Mode	2	2.794	0.99998	0.00000	0.26125	0.99998	0.70681	0.99647
Mode	3	2.490	0.00000	0.29318	0.00351	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	4	0.069	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	5	0.068	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	6	0.066	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	7	0.066	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	8	0.065	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	9	0.065	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	10	0.064	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	11	0.064	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998
Mode	12	0.063	0.00000	0.00000	0.00000	0.99998	0.99998	0.99998

Fuente: SAP2000

VI. DISEÑO BASADO EN FUERZAS

El diseño basado en fuerzas se va a realizar por medio de un análisis de respuesta modal espectral, como se permite en el ASCE 61-14, siguiendo las consideraciones de la sección 12.8 y 12.9 del ASCE 7, que definen la determinación de la fuerza sísmica y las consideraciones para el análisis de respuesta modal espectral

VI.1. Fuerza Sísmica

Siguiendo la sección 12.8 del ASCE 7-16, para la determinación de la fuerza sísmica se considera la siguiente fórmula:

$$V = C_s W \tag{VI.1}$$

V: cortante basal sísmico,

 C_s : coeficiente de respuesta sísmico,

W: peso sísmico total,

en donde el coeficiente de respuesta sísmico se determina según ASCE 7 por medio de la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{S_a I_e}{R}$$
(VI.2)

 S_a : ordenada de aceleración en el espectro de diseño,

 I_e : coeficiente de importancia sísmico,

R: coeficiente de modificación de respuesta sísmico según Tabla VI-1.

De esta forma se obtiene la aceleración del sistema y, por ende, las fuerzas de diseño.

Tabla VI-1: Coeficientes de diseño

Fuente: ASCE 61-14 Tabla 5-1

Table 5-1. Design Coefficients for Various Elements

Ductile element	R	Cd
Solid prestressed concrete piles	2	2
Steel pipe piles	2	2
Connections not meeting Chapter 7 provisions	1	1
Batter piles	1	1
Other tested connections	To be determined by experimental testing and/or finite element modeling and must be approved by the authority having jurisdiction	To be determined by experimental testing and/or finite element modeling and must be approved by the authority having jurisdiction

VI.2. Diseño de pilotes

VI.2.1. Verificación a Flexo compresión

Se realiza un diagrama de interacción de la sección mostrada en la sección III.2. en la Figura III-7 en el programa SAP2000, en la que se incluye las demandas obtenidas de las combinaciones LRFD mostradas en la sección IV.4. Las diferentes curvas mostradas en la Figura VI-1 corresponden a los diagramas de interacción de diseño, nominal y con sobre-resistencia de los materiales.



Figura VI-1: Diagrama de interacción

Se observa algunos puntos se encuentran fuera del diagrama de interacción de diseño por lo que se deberá aumentar la cuantía de acero longitudinal en el pilote. Se propone utilizar varillas de diámetro de 30 mm, ver Figura VI-2.



Figura VI-2: Refuerzo de pilote con varillas de $\phi 30$

VI.2.2. Revisión del cortante

El cortante máximo en los pilotes obtenido del análisis modal espectral con las combinaciones LRFD de la sección IV.4. es de 13 tonf. La demanda del cortante de un análisis por capacidad se obtiene de los momentos de capacidad de las rótulas plásticas dividido para la longitud entre rótulas, lo que da lo siguiente:

$$V_{po} = \frac{M_{top} + M_{bot}}{L} = 18 ton f$$
 (VI.3)

Para la obtención de la resistencia a corte del pilote se emplea la sección 6.9.3.2 del ASCE61-14:

$$V_c = \frac{k \sqrt{f_c' A_e}}{1000} = 45.4 \ tonf$$
(VI.4)

Empleando espirales de ϕ 10c/8 cm, resulta una resistencia del acero igual a:

$$V_s = \frac{A_{sp}f_y(D - c - c_o)\cot\theta}{s} = 96.3 \ tonf \qquad (VI.5)$$

La carga axial de la columna genera una resistencia adicional al corte de 3.5 tonf. Sumando las 3 resistencias se obtiene 145 tonf > 18 tonf de demanda, por lo que el refuerzo es adecuado.

VI.3. Diseño del tablero por capacidad

Según 5.6.5.1 del ASCE 61-14 todas las conexiones deben ser tablero fuerte – pilote débil. El tablero es diseñado y detallado para resistir la capacidad de la articulación plástica de los pilotes considerando las propiedades esperadas de los materiales. El ASCE 61-14 en la sección 6.5.1 considera factores de sobre resistencia de los materiales de 1.3 para la resistencia a la compresión del hormigón y 1.1 para la fluencia del acero de refuerzo.

Del diagrama de interacción que considera las propiedades esperadas de los materiales se obtiene el momento máximo esperado de 180 tonf-m en la rótula plástica. Para determinar el momento en la viga se considera el cortante sísmico del pilote multiplicado por un brazo igual a la longitud de la rótula plástica más la distancia al centroide de la viga.

$$M_{prb} = M_{pc} + V_{po}d$$
 (VI.6)
 $M_{prb} = 180 + 18 * 1.20$
 $M_{prb} = 202 \ tonf - m$

El acero propuesto en la viga es de 10 varillas \$28mm superior e inferior.

VII. DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El diseño basado en desplazamientos se va a realizar por medio de un análisis estático no lineal que emplea un proceso iterativo usando un espectro de diseño con la rigidez secante en el desplazamiento respuesta, para determinar la demanda de desplazamiento en cada iteración, siguiendo las consideraciones de la sección 6 del ASCE 61-14. La máxima respuesta de un sistema no lineal histerético puede ser estimada con la máxima respuesta de un sistema lineal equivalente con rigidez reducida y amortiguamiento aumentado, determinado en función de la deformación inelástica.

VII.1. Propiedades inelásticas de los materiales

El ASCE 61-14 en su sección 6.5 indica las propiedades inelásticas de los materiales.

VII.1.1. Propiedades esperadas de los materiales

Para la evaluación de la demanda en elementos protegidos por capacidad un factor adicional de sobre resistencia debe ser usado cuando se determina la capacidad de la rótula plástica. Los siguientes son las sobre-resistencias según ASCE 61-14.

 $f'_{ce} = 1.3f'_c$ (resistencia a la compresion del hormigon no confinado)

 $f'_{ye} = 1.1 f_y$ (resistencia a la fluencia del acero de refuerzo)

 $f_{yhe} = 1.0 f_{yh}$ (resistencia a la fluencia del acero de refuerzo transversal)

 $f_{pye} = 1.0 f_{py}$ (resistencia a fluencia del acero de presfuerzo)

 $f_{pue} = 1.05 f_{pu}$ (resistencia ultima a tension del acero de presfuerzo)

Estos factores no deben ser empleados para determinar la capacidad sísmica a corte.

VII.1.2. Hormigón

La constitutiva del hormigón de peso normal, tanto confinado como no confinado, es basada en el modelo de Mander. La Tabla **VII-1** muestra las curvas tensión-deformación que se obtienen para el hormigón no confinado y el

hormigón confinado. El hormigón no confinado aplica donde no existe confinamiento por el acero de refuerzo transversal o donde la separación del refuerzo transversal excede 30 cm. La deformación unitaria cuando se inicia la expulsión del recubrimiento se considera igual a $\varepsilon_{spall} = 0.005$. La deformación unitaria a la compresión máxima del hormigón no confinado es de $\varepsilon_{co} = 0.002$

Para el hormigón confinado se consideran las siguientes fórmulas del ASCE 61-14 para secciones rectangulares:

$$\varepsilon_{cu} = 0.005 + 1.1\rho_s \le 0.025$$
 (VII.1)

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{ce}} - 1 \right) \right]$$
 (VII.2)

$$f_{cc}' = f_{ce}' \left(-1.25 + 2.25 \sqrt{1 + \frac{7.94f_1'}{f_{ce}'}} - 2\frac{f_l'}{f_{re}'} \right)$$
(VII.3)



Figura VII-1: Constitutiva del hormigón

Fuente: ASCE 61-14

VII.1.3. Acero de refuerzo

Se emplea el material ASTM A706 Grado 60 que presenta las propiedades de deformación unitaria mostradas a continuación. La Figura **VII-2** muestra una constitutiva del acero de refuerzo en tracción. Para el caso de compresión se considera conservadoramente que el acero no contribuye.

$$\varepsilon_{sh} = \begin{cases} 0.0150 & varillas menores a 25mm \\ 0.0125 & varillas de 28mm \\ 0.0115 & varilla de 35mm \end{cases}$$
$$\varepsilon_{smd} = \begin{cases} 0.12 & varillas menores a 32mm \\ 0.09 & varillas mayores a 35mm \end{cases}$$

El esfuerzo último a la tracción es

$$f_{ue} = 1.4 f_{ye} \tag{VII.4}$$



Figura VII-2: Constitutiva del acero de refuerzo

Fuente: ASCE 61-14

VII.1.4. Acero de presfuerzo

Se emplea el acero de presfuerzo ASTM A416 Gr270 con las siguientes propiedades:

$$E_{ps}=2000rac{tonf}{cm^2}$$
; módulo de elasticidad $arepsilon_{pue}=0.035$; deformación unitaria última esperada

 $f_{pye} = 0.85 f_{pue}$; resistencia a la fluencia esperada



Figura VII-3: Constitutiva del acero de presfuerzo

Fuente: ASCE 61-14

La constitutiva del acero presentada en la Figura VII-3 es la correspondiente al acero en tracción, en el caso de compresión se considera que no contribuye.

VII.2. Modelación No lineal

Para la modelación no lineal se considera la geometría de un pórtico transversal con la rigidez efectiva inicial determinada en la sección 0. Se modela la rigidez lateral del suelo en base a las curvas p-y obtenidas de una de las perforaciones respectivas. La carga considerada es el peso propio de la losa, incluyendo el 10% de la carga viva repartida uniformemente.

Debido a la variabilidad e incertidumbre del suelo, la norma ASCE 61-14 en su sección 4.8.2 indica que las curvas p-y deben tener un límite máximo y uno mínimo, correspondientes a factores de modificación de las fuerzas del resorte de 2.0 y 0.3 respectivamente.

VII.2.1. Análisis momento-curvatura

Para el análisis momento-curvatura de los pilotes se emplea un código propio en el programa MatLab, del cual se obtienen los diagramas momento-curvatura de los pilotes pretensados tomando en consideración las constitutivas y resistencias esperadas de los materiales indicados en la sección VII.1. El código está programado para separar el hormigón del núcleo y del recubrimiento, incluyendo el aumento de resistencia por el confinamiento del hormigón del núcleo. Además, se toma en consideración las deformaciones unitarias iniciales de los materiales debido al pretensado de los torones. Se considera conservadoramente que la rótula en el suelo es igual a la del tablero.

Una vez determinado el diagrama momento curvatura, se emplea el método A descrito en la sección 6.6 del ASCE 61-14 para la idealización del diagrama momento curvatura. Este método considera que el momento plástico es el determinado cuando se tiene una deformación unitaria de 0.004 en el hormigón.

El código también se programa para obtener los puntos límites de deformaciones unitarios de los materiales según las tablas de la sección 3.9 de ASCE 61-14 (ver Tabla VII-1). De esta forma se obtienen los límites máximos para cada categoría de desempeño del elemento. Se repite el proceso para distintas fuerzas axiales de 30 y 60 tonf a compresión, que representan la carga axial esperada en los pilotes de los extremos del pórtico tanto en la parte superior como en la inferior. La Figura VII-4 muestra varias curvas momento-curvatura, para tres niveles de carga axial; muestra los puntos de desempeño para los que se alcanzan los niveles de daño mínimo, daño controlable y reparable y seguridad de vida; y la idealización de la curva momento-curvatura descrita anteriormente.

Tabla VII-1: Límites de deformaciones unitarias por desempeño

Fuente: ASCE 61-14 Tabla 3-1, 3-2, 3-3

Table 3-1. Strain Limits for "Minimal Damage" per Section 2.4.3

			Hinge location	on
Pile type	Component	Top of pile	In ground	Deep in ground (>10 <i>D</i> _p)
Solid	Concrete	$\epsilon_c \le 0.005$	$\varepsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \le 0.008$
concrete pile	Reinforcing steel	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	Prestressing steel		$\varepsilon_p \leq 0.015$	$\varepsilon_p \leq 0.015$

 Table 3-2. Strain Limits for "Controlled and Repairable Damage" per Section 2.4.2

			Hinge location	
Pile type	Component	Top of pile	In ground	Deep in ground (>10 <i>D_p</i>)
Solid concrete	Concrete	$\begin{array}{l} \epsilon_c \leq 0.005 + \\ 1.1 \rho_s \leq 0.025 \end{array}$	$\begin{array}{l} \epsilon_{\rm c} \leq 0.005 + \\ 1.1 \rho_{\rm s} \leq 0.008 \end{array}$	$\varepsilon_c \leq 0.012$
pile	Reinforcing steel	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$		
	Prestressing steel		$\varepsilon_p \le 0.025$	$\varepsilon_p \leq 0.025$

Table 3-3. Strain Limits for "Life Safety Protection" per Section 2.4.1

			Hinge location	
Pile type	Component	Top of pile	In ground	Deep in ground (>10 <i>D</i> _p)
Solid concrete pile	Concrete	No limit	$\begin{array}{l} \epsilon_c \leq 0.005 + \\ 1.1 \rho_s \leq 0.012 \end{array}$	No limit
	Reinforcing steel	$\epsilon_s \le 0.8\epsilon_{smd} \le 0.08$		
	Prestressing steel		$\varepsilon_n \leq 0.035$	$\varepsilon_n \leq 0.050$



Figura VII-4: Diagrama momento curvatura de pilotes con P=0, -30, -60 tonf

VII.2.2. Rotaciones plásticas

Las rotaciones se determinan multiplicando la curvatura por la longitud de la articulación plástica. La rotación plástica se define como la diferencia entre la rotación total y la rotación idealizada de fluencia como se muestra en la siguiente fórmula, y se muestra en la Figura VII-5. La rótula plástica y también la curvatura plástica son empleadas para definir una rótula plástica concentrada en el modelo no lineal en el programa SAP2000.



Figura VII-5: Momento vs rotación, rotación plástica

VII.2.3. Carga axial en pilotes

Se utiliza un desplazamiento inicial para estimar la carga axial en los pilotes por lo que se trabaja con 0, 30 y 60 tonf de carga axial a compresión.

VII.2.4. Parámetros y ubicación de las rótulas plásticas

A continuación, en la Tabla VII-2 se resumen los datos ingresados en la definición de la rótula plástica en el programa SAP2000, donde se ingresa la curvatura plástica normalizada con la curvatura de fluencia empleando la siguiente fórmula:

$$\frac{\phi_p}{\phi_y} = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y} \tag{VII.6}$$

Fuerza axial	60 tonf		30 tonf		0 tonf	
	φ _y	Мр	phi	Мр	phi	Мр
Fluencia	0.00854	183.12	0.00849	168.71	0.00845	153.94
	ф	$(\phi - \phi_y)/\phi_y$	ф	$(\phi - \phi_y)/\phi_y$	ф	(φ-φ _y)/φ _y
Minimal Damage	0.023	1.662	0.022	1.632	0.022	1.602
Daño reparable	0.047	4.527	0.046	4.460	0.046	4.399
Protección y						
seguridad de vida	0.056	5.563	0.059	5.986	0.067	6.990

Tabla VII-2: Datos del Diagrama Momento Curvatura

En la Figura VII-6, se muestra los parámetros ingresados al programa SAP2000 para la definición de la rótula plástica concentrada a los extremos, se observa la longitud de la rótula plástica, el momento de fluencia y la curvatura de fluencia, además los distintos valores de curvatura plástica normalizada para cada límite de desempeño.

Point Moment/ISF Curvature/SF 0 -10 0 -6.9 C- -1 A 0 B -1 A 0 C 1. C 1. C 1. C 1. C 1. D 0. C 1. D 0. C 1. D 0. B 1. C 1. D 0. B 1. O 6.9 D 0. D 0. B 1. O 6.9 D 0. D rops To Zero Is Extrapolated Is Extrapolated Issative Use Yield Moment Moment SF 133.94 Issative Use Yield Moment Moment SF Use Yield Moment (Plastic Curvature/SF) Positive Negative OK	lacement Control Paramet	ers				
Point Moment/SF Curvature/SF 0 -10 0 -6.9 C -1 -6.9 B 1 0 C 1 6.9 D 0 0 B 1 0 C 1 6.9 D 0 0 C 1 6.9 D 0 6.9 C 1 6.9 D 0 6.9 No Parameters Hysteresis Type And Parameters Hysteresis Type Isotropic No Parameters Are Required For This Hysteresis Type Isotropic No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Oppoint E Isotropic Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature (Plastic Curvature/SF) Positive					Туре	
0 -10 0 -6.9 C- -1 -6.9 B -1 0 A 0 0 B 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 D Drops To Zero Is Extrapolated saling for Moment and Curvature Negative Otsee Yield Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) Destive Negative Immediate Occupancy 1.6 OK Life Safety 4.4 OK Collapse Prevention 6.99	Point Moment/SF	Curvature/S	F .		O Moment - Rotat	ion
D- 0 -6.9 C- -1 -6.9 B -1 0 A 0 0 B 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 D Drops To Zero Is Extrapolated Duse Yield Moment and Curvature Positive Negative Duse Yield Moment Moment SF 153.94 Issection Curvature/SF Vise Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 OK Collapse Prevention 6.99 Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 Immediate Occupancy 0K Collapse Prevention 6.99 Immediate Occupancy 6.99 Show Accentance Criteria on Plot 6.99 Immediate Occupancy 1.	E- 0	-10		••••	O Moment - Curve	ature
C- -1 -6.9 B: -1 0 A 0 0 B: 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 D Drops To Zero Is Extrapolated Saling for Moment and Curvature Positive Negative Is serviced Quive Curvature SF 8.446E-03 State (Steel Objects Only) Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Immediate Occupancy Life Safety 4.4 Immediate OK Collapse Prevention 6.99 Immediate OK Show Accentance Criteria on Plot Show Accentance Criteria on Plot Immediate	D- 0	-6.9			Hinge Length	0.6
B -1 0 A 0 0 B 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 C 1. 6.9 C 0. 6.9 C 1. 0.9 A 0 0.0 A 0.0 6.9 C 1. 0.0 A 0.0 6.9 D 0.0 6.9 D 0.0 6.9 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Type Statistic Curvature Is Extrapolated Is Extrapolated Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Immediate Occupancy 1.6 Immediate Occupancy 1.6 Immediate Occupancy	C1	-6.9	•	· ─ ∲ ↓ ∲⊶•		Longth
A 0 0 B 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 C 1. 6.9 D 0. 6.9 C 1. 6.9 D 0. 6.9 C 1.0 10 ad Carrying Capacity Beyond Point E No Parameters Are Required For This Hysteresis Type add Carrying Capacity Beyond Point E No Parameters Are Required For This Hysteresis Type D Drops To Zero Is Extrapolated saling for Moment and Curvature Positive Use Yield Moment Moment SF Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) Stowe Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF) Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 Collapse Prevention 6.99 Show Acceptance Criteria on Plot 6.99	B1	0			- Relative	Length
8 1. 0. C 1. 6.9 D 0. 6.9 C 1. 6.9 D 0. 6.9 Symmetric No Parameters Are Required For This Hysteresis Type Sead Carrying Capacity Beyond Point E No Parameters Are Required For This Hysteresis Type O Drops To Zero Is Extrapolated Is Extrapolated Positive Vise Yield Moment Moment SF Use Yield Curvature Positive Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) Positive Coceptance Criteria (Plastic Curvature/SF) Positive Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 Collapse Prevention 6.99 Show Acceptance Criteria on Plot Show Acceptance Criteria on Plot	A 0	0	=-8		Hysteresis Type And	Parameters
C 1. 6.9 D 0. 6.9 a 4.0 Symmetric No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Type No Parameters Are Required For This Hysteresis Type Structure Is Extrapolated Structure Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) cceptance Criteria (Plastic Curvature/SF) Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Collapse Prevention 6.99 OK Cancel	B 1.	0.				
D 0. 6.9 Image: Symmetric Symmetris Symmetric Symmetries Sym	C 1.	6.9	[] 🗖 🔊	mmetric	Hysteresis Type	Isotropic
Point Drops To Zero Is Extrapolated Caling for Moment and Curvature Positive Negative Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) Collapse Prevention 6.99 OK Cancel	D 0.	6.9		initiation of the second se	No Paramete	rs Are Required For This
Dad Carrying Capacity Beyond Point E D Drops To Zero Is Extrapolated aaling for Moment and Curvature Positive Negative Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only) coeptance Criteria (Plastic Curvature/SF) Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 OK Cancel Show Acceptance Criteria on Plat	– 0	10			Hysteresis I	уре
Use Yield Moment Moment SF 153.94 Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only)	caling for Moment and Cu	rvature	Positive	Negative		
Use Yield Curvature Curvature SF 8.446E-03 (Steel Objects Only)	Use Yield Moment	Moment SF	153.94			
(Steel Objects Only)	Use Yield Curvature	Curvature SF	8.446E-03			
Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 OK Cancel Show Acceptance Criteria on Plot	(Steel Objects Only)					
Positive Negative Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 OK Cancel Show Acceptance Criteria on Plot	cceptance Criteria (Plasti	c Curvature/SF)				
Immediate Occupancy 1.6 Life Safety 4.4 Collapse Prevention 6.99 Show Acceptance Criteria on Plot	_		Positive	Negative		
Life Safety 4.4 OK Cancel Collapse Prevention 6.99 Show Acceptance Criteria on Plot	Immediate Occupar	ncy	1.6			
Collapse Prevention 6.99	Life Safety		4.4		ОК	Cancel
Show Acceptance Criteria on Plot	Collapse Preventio	n	6.99			
	Show Acceptance Cri	teria on Plot				

Figura VII-6: Parámetros input rótula plástica SAP2000

Se emplea las rótulas tanto en la parte superior del pilote como en la profundidad del pilote; para esto se estima la carga axial de los elementos con una deformación esperada de 30 cm. La rótula plástica bajo el tablero se modeló ubicada a la mitad de la longitud de la rótula plástica. Las rótulas en el suelo se ubicaron a nivel donde existen el mayor momento (ver Figura VII-7).



Figura VII-7: Pórtico Transversal ubicación de las rótulas plásticas SAP2000

VII.2.5. Masa sísmica

Se ingresaron las masas sísmicas como fuerzas considerando 1.26 tonf/m² de carga muerta y 0.5 tonf/m² de carga viva, equivalente al 10% de 5.0 tonf/m², según 3.7.3 del ASCE 61-14. La separación entre pórticos es de 5m (ver Figura VII-8).



Figura VII-8: Cargas consideradas en pórtico transversal SAP2000

VII.3. Análisis de la capacidad de desplazamiento

Para determinar la capacidad de desplazamiento de la estructura se utiliza el modelo para realizar un análisis de pushover no lineal. Se crea el estado de carga estático no lineal sin considerar los efectos p-delta (pushover). Se obtienen dos curvas empleando factores en los resortes debido a la alta variabilidad del suelo, 0.3 y 2.0 según lo indicado en ASCE 61-14.

VII.3.1. Verificación de los efectos P-Δ

Se crea el estado de carga estático no lineal que no considera los efectos p-delta (pushover). Se verifica que los efectos P- Δ no sean necesarios de considerar. Para esto se emplea lo indicado en la normativa, que indica que no se debe considerar los efectos de segundo orden si se cumple la siguiente relación:

$$\frac{W\Delta}{H} \le 0.25 V_p \tag{VII.7}$$

W: masa sísmica

 Δ : demanda de desplazamiento

H: distancia desde el momento máximo en el pilote al centro de gravedad del tablero

V_p: cortante basal resistente del muelle

Si lo vemos en términos de momento, la ecuación dice que los efectos de segundo orden pueden ser despreciados si el momento de segundo orden es menor o igual al 25% del momento de volteo de la estructura. Se realiza la desigualdad y se presenta una curva pushover donde se observa que los efectos de segundo orden deben ser considerados a desplazamientos altos, iguales a 1.20 m. La curva pushover de la Figura VII-9 confirma que se espera se trabaje con desplazamientos de demanda menores que 1.20 m, por lo que no se considera los efectos P- Δ en ningún caso.



Figura VII-9: Pushover considera efecto P-D

VII.3.2. Pushover

En la Figura VII-10, se presenta el pushover de la estructura considerando la variabilidad de la rigidez del suelo. Además, se determina con el modelo los límites de capacidad de desplazamiento de las tres categorías de desempeño sísmico, OLE (Figura VII-11), CLE y DE. Se observa en la Figura VII-10 que el cambio en las respuestas por la variabilidad del suelo no es significativo. Además, se muestran los límites de desplazamiento por niveles de desempeño, que son los siguientes:

OLE (operating level earthquake):	54 cm
CLE (Contingency level earthquake):	81 cm
DE (Design earthquake):	96 cm



Figura VII-10: Pushover pórtico transversal



Figura VII-11: Desplazamiento de la estructura en OLE

VII.4. Demandas de desplazamiento

La demanda de desplazamiento de la estructura se puede determinar por medio de los siguientes métodos de análisis:

- Análisis de respuesta modal espectral
- Análisis de demanda no lineal estático
- Análisis tiempo historia no lineal

En las secciones siguientes se muestran los resultados obtenidos con los tres métodos.

VII.4.1. Análisis de respuesta modal espectral

Para realizar un análisis modal espectral se emplea un modelo lineal de varios modos y se debe variar la rigidez del sistema e ir guardando los puntos de desplazamiento y cortante basal que se obtienen en cada análisis. Se obtiene una curva que representa la respuesta de la estructura ante distintos cambios de rigidez.

Dado que la estructura presenta torsión por la variabilidad de la profundidad del suelo, se toman los desplazamientos en los puntos extremos del tablero. Con esto se registra un rango de respuestas que puede tener la estructura. Se presenta a continuación en la Figura VII-12 las curvas antes mencionadas para algunos de los pórticos transversales de la estructura.



Figura VII-12: Respuesta de desplazamiento y corte basal

Dada la torsión y la variabilidad del suelo se tiene distinta demanda para cada pórtico transversal.

Se monta en el gráfico anterior la curva de pushover correspondiente a la perforación 1, sin considerar los pórticos 9, 11 y 13, ya que son pórticos que corresponden a la perforación 2, ver Figura VII-13.



Figura VII-13: Convergencia entre pushover y respuesta

Se observa que el eje 1 presenta el mayor desplazamiento esperado, por lo que es el pórtico crítico estando alrededor de los 60 cm. Se observa se sobrepasa los límites del sismo de operación OLE y se está muy por debajo de alcanzar los límites del sismo de contingencia CLE.

Por las razones antes expuestas, para el sismo de 475 años de periodo de retorno se cumple con los límites de deformaciones unitarias de Daño reparable y controlado (menor a CLE) satisfaciendo el nivel de desempeño indicado en la norma. Además, se cumple con el nivel de sismo de diseño (mismo nivel de CLE) ya que no se sobrepasa las deformaciones unitarias de protección a la vida (DE).

VII.4.2. Análisis de demanda no lineal estático

Este método para determinar la demanda de desplazamiento no lineal conocido como el método de estructura substituto (substitute structure method) consiste en determinar el desplazamiento a través de un espectro de aceleraciones por medio de un proceso iterativo que emplea la rigidez secante efectiva de la estructura a la demanda de desplazamiento determinada de una curva pushover. Este método considera además un amortiguamiento elástico equivalente que representa los efectos combinados elásticos e histerético del amortiguamiento para cada iteración. Este análisis considera la no linealidad de los elementos. En base al desplazamiento de la estructura se determinan las deformaciones unitarias de los materiales, las mismas que deben ser menores a las indicadas en el código. Para esto se emplea únicamente el pushover y el espectro de respuesta. Se emplea el algoritmo descrito en la Figura VII-14.





Fuente: ASCE 61-14 Fig. C6-4

A continuación, se indica en pasos el procedimiento a seguir para aplicar el método.

- 1. Se da una deformación inicial supuesta.
- 2. Se determina la rigidez efectiva $K_{eff} = V_n/D_n$. Donde V_n y D_n es el cortante basal y desplazamiento de la enésima iteración obtenido del pushover.
- 3. Con la rigidez efectiva se determina un periodo.
- 4. Si el periodo es menor al periodo T_o (periodo al pico de respuesta espectral) se puede emplear factor de disminución por amortiguamiento.
- 5. Se determina la aceleración espectral.
- 6. Se determina la deformación espectral.
- 7. Se compara con la deformación supuesta.
- 8. Se repite el proceso desde el paso 2 utilizando la deformación calculada en el paso 7 hasta tener un error en las deformaciones menor al 3%.

Para realizar estas iteraciones se emplea un código en Matlab, en el que se ingresó los datos del espectro de demanda y del pushover del pórtico.

En la Tabla VII-3, muestra el resultado obtenido de varias iteraciones. Iniciando con un desplazamiento de 20 cm, se observa que en la 4^a iteración ya se alcanza un error de 3%, en la 8^a iteración ya el error es despreciable. Se llega a un desplazamiento de 57.9 cm.

Tabla	VII-3:	Resultados	iteraciones	método d	e estructura	substituto

iter	Dn	Vn	Keff	Tn	San	Ddn	error
ŧ	[cm]	[tonf]	[ton/cm]	[s]	[]	[cm]	[]
001	20.0	131.04	6427.4	1.94	0.50	46.4	1.32
002	46.4	242.06	5120.0	2.17	0.44	52.0	0.12
003	52.0	242.54	4579.1	2.30	0.42	54.9	0.06
004	54.9	242.82	4335.4	2.36	0.41	56.5	0.03
005	56.5	242.96	4221.0	2.39	0.40	57.2	0.01
006	57.2	243.03	4166.0	2.41	0.40	57.6	0.01
007	57.6	243.06	4139.5	2.42	0.40	57.8	0.00
800	57.8	243.08	4126.5	2.42	0.40	57.9	0.00

VII.4.3. Comparación entre análisis espectral y estático en método de desplazamiento

En el método de análisis espectral se obtuvo un rango de desplazamientos, ya que considera la torsión del modelo. El rango es de 48 a 58 cm. En el método de análisis estático no lineal se determina un desplazamiento de 58 cm.

Se observa que los desplazamientos se encuentran en el orden, llegando esencialmente a la misma conclusión de cumplir con los niveles de desempeño deseados en la norma. El análisis estático no lineal es preferible emplearlo cuando se tiene una estructura regular; además, el procedimiento es sencillo de implementar y la convergencia es rápida. Para este caso el análisis modal espectral no fue complicado ya que se empleó una longitud ficticia de empotramiento del pilote, ya que las curvas p-y del suelo prácticamente eran invariables en el rango de trabajo del muelle.

VII.5. Demanda en elementos protegidos

Se deben realizar revisiones adicionales en el corte en pilotes y flexión en vigas. La demanda debe ser determinada en base al 125% de la resistencia plástica de los elementos en fluencias. Para el corte se debe emplear un factor de sobre resistencia de 125%.

Se espera que las rótulas se generen en los pilotes. El momento de sobre-resistencia y la demanda de corte con sobre-resistencia se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$M_o = 1.25M_p \tag{VII.8}$$

$$V_o = 1.25V_p \tag{VII.9}$$

Donde:

Mo: Momento capacidad con sobre-resistencia.

Mp: Momento plástico idealizado del análisis del pilote.

Vp: Cortante plástico obtenido de los momentos plásticos en los pilotes, o la máxima demanda de corte obtenida de los análisis de pushover considerando los límites máximos y mínimos de las curvas p-y.

Un análisis similar se realizó para la metodología basada en fuerzas como se mostró en la sección 0. Para este caso se puede emplear el mismo procedimiento, pero en vez de emplear el diagrama de interacción con sobre-resistencia se emplea el momento plástico idealizado del análisis momento curvatura con un factor de sobre-resistencia. De la Tabla VII-2, se toma el momento plástico máximo de 183 tonf-m y se lo mayora por 1.25, dando un momento plástico con sobre-resistencia de 229 tonf-m. En la metodología basada en fuerzas el momento plástico con sobre-resistencia es de 180 tonf-m, valor inferior al considerado del análisis momento curvatura.

Para la obtención de la demanda de corte se emplea el programa SAP2000. En la Figura VII-15 se muestra las demandas de cortante en los pilotes considerando del análisis pushover un desplazamiento lateral de 60cm en el paso 20. La demanda de corte es alta debido a que el análisis se lo realizó considerando el fenómeno de licuación del suelo. Dado esta demanda de corte de 112 tonf se necesita reforzar el pilote. Se emplea 4 vinchas adicionales ϕ 10c/8cm ver Figura VII-16.



Figura VII-15: Demanda de corte



Figura VII-16: Pilote con refuerzo transversal

VIII. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En el diseño en base a fuerzas la sección de los pilotes no cumplía con el estado límite de resistencia, por lo que <u>es necesario se incluya refuerzos</u> adicionales por flexión en las esquinas. Estos refuerzos adicionales, dado que se debe diseñar con el criterio de pilote débil, tablero fuerte, implicaría una mayor capacidad del pilote, lo que <u>incrementaría el acero en las vigas</u> del muelle.

Para el método por desplazamientos se obtiene un desplazamiento de desempeño de aproximadamente 60 cm, que resulta en esfuerzos unitarios adecuados según lo indicado en las normas. Usando este método <u>no es necesario incluir un refuerzo adicional por flexión en los pilotes</u>, como sí es requerido en el caso del método de fuerzas. Debido a los efectos de licuación, se produce un cortante significativo, lo que provoca la <u>necesidad de colocar refuerzos por cortante</u> en el pilote.

IX. CONCLUSIONES

El método de fuerzas no estima correctamente la demanda de cortante del suelo dado que se empleó una longitud ficticia de empotramiento equivalente. La estimación va a depender de la variabilidad del suelo, que para este caso es alta debido a la presencia de suelos licuables. La metodología basada en desplazamiento estima de mejor manera las demandas de desplazamiento de la estructura considerando la variabilidad y la no linealidad del suelo. Además, considera las propiedades esperadas de resistencia de los materiales y su rango no lineal.

Para este caso el aumento del amortiguamiento del sistema, producto de las deformaciones inelásticas, no fue empleado debido a que los periodos de la estructura daban una aceleración fuera de la meseta del espectro. Conservadoramente la norma indica que no se considere dicho amortiguamiento adicional.

Al comparar las dos metodologías se obtienen resultados más reales en las demandas de desplazamiento y de cortante usando la metodología basada en desplazamiento, pudiendo así prever de mejor manera el comportamiento de la estructura, mejorando el diseño de los elementos del sistema. Con la metodología basada en desplazamiento no es necesario colocar refuerzos longitudinales, además el método muestra de mejor manera las demandas de corte debido a la variabilidad del suelo.

X. RECOMENDACIONES

La metodología basada en fuerzas se recomienda se emplee preferiblemente para prediseños, o para estructuras de menor importancia y dimensiones, que no sean significativas para la economía del sector.

La metodología basada en desplazamientos presenta resultados más reales. Además, indica el nivel de desempeño alcanzado pudiendo así prever el nivel de daño en los elementos según la intensidad del evento sísmico. De esta forma es posible prever procedimientos de reparación incluyendo aspectos económicos posterior a los eventos sísmicos.

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers. (2014). Seismic Design of Piers and Wharves (ASCE/COPRI 61-14).
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16).*
- Asociación Colombiana de Ingeniería. (2010). Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. NSR-10 TITULO A.
- California State Lands Commission. (2016). Marine Oil Terminal Engineering and Maintenance Standards (MOTEMS).
- Norma Chilena (2003). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (NCh2369.0f2003).
- Goel, R. (2018). Evaluation of a substitute structure method to estimate seismic displacement demand in piers and wharves. 34(2), 759–772. https://doi.org/10.1193/030917EQS045M
- Norma Chilena. (2012). Diseño sísmico de edificio (NCh433.Of1996).
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.
- Port of Long Beach. (2021). Wharf Design Criteria (POLB).
- The Port of Los Angeles. (2010). Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves (POLA) (Issue 2).