



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE UN MUELLE MARGINAL PARA NAVES POST-PANAMAX

ALVARO MAURICIO GONZÁLEZ SERSEN

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

Profesor Supervisor:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA GONZÁLEZ

Santiago de Chile, marzo, 2017.

A mi familia, maestros y amigos, que
me apoyaron mucho...

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer al Servicio Sismológico de Chile por compartir generosamente sus datos, a los profesores del Magister MIEG por su constante apoyo y en forma especial al profesor Diego López-García por sus constructivas sugerencias.

Finalmente, quisiera agradecer a la coordinadora Elena Cornejo por su excelente labor y a mis compañeros del magister por brindarme su amistad.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCION.....	11
II. REGISTRO DE ACELEROGRAMAS.....	23
III. ESPECTROS DE RESPUESTA	31
IV. DESCRIPCION DEL MUELLE MARGINAL.....	32
V. DESCRIPCION DEL TERRAPLEN	35
VI. MODELACION DEL MUELLE MARGINAL.....	37
VII. OBJETIVOS	44
VII.1 Objetivo General	44
VII.2 Objetivos Específicos.....	44
VIII. RESULTADOS	45
VIII.1 Análisis Modal	45
VIII.2 Desplazamiento del Centro de Masas	47
VIII.3 Coeficiente Sísmico	49
VIII.4 Verificación Analítica de los Períodos Fundamentales	52
VIII.5 Reacciones Máximas sobre los Pilotes	54
VIII.6 Rótulas Plásticas	54
IX. DISCUSION FINAL Y RECOMENDACIONES.....	58

BIBLIOGRAFIA.....	62
A N E X O S.....	64
Anexo A: Rótulas Plásticas.....	65

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Aceleraciones máximas registradas en roca (Barrientos, 2014)	26
Tabla II-2: Aceleraciones máximas registradas en roca (Boroshek, 2014).....	26
Tabla II-3: Calidad del macizo rocoso RQD.....	30
Tabla VIII-1: Resultados del análisis modal.....	46
Tabla VIII-2: Reacciones sísmicas.....	50
Tabla VIII-3: Reacciones máximas sobre los pilotes.....	54
Tabla A-1: Rótulas plásticas que superan el límite de fluencia - THNL_U ₁	65
Tabla A-2: Rótulas plásticas que superan el límite de fluencia - THNL_U ₂	68

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1-1: Contexto sísmico del norte de Chile (Becerra, 2014)	12
Figura 1-2: Subducción según los tipos de fuentes sísmogénicas (Boroschek, 2000)	13
Figura 1-3: Daños en obras portuarias (Astroza (2009) y Brunet (2012))	14
Figura 1-4: Espectros de demanda sísmica de la región (ITI, 2003).....	17
Figura 1-5: Intensidad del Terremoto de Iquique de 2014 (USGS, 2014).....	19
Figura 1-6: Daños observados en el puerto de Iquique (Becerra, 2014).....	20
Figura 1-7: Tamaño de buques portacontenedores por generación (Sabatino,2012).	22
Figura 1-8: Cargas características de un muelle (Brunet, 2012).....	22
Figura 2-1: Espectro de respuestas en roca (Becerra, 2014).....	23
Figura 2-2: Registros de aceleración - Hospital Iquique (Boroschek, 2014).....	24
Figura 2-3: Curvas de atenuación en rocas duras (Pinto, 2016).....	25
Figura 2-4: Registros estación Serviu Iquique (T05A)	27
Figura 2-5: Perfil de velocidades, razones espectrales y espectros (Pinto, 2016).....	29
Figura 3-1: Espectros de respuesta en suelos duros	31
Figura 4-1: Disposición general de pilotes.....	32
Figura 4-2: Anclaje de pilotes	33
Figura 4-3: Elevación longitudinal – Eje E.....	33

Figura 4-4: Elevación Transversal - Marcos tipo.....	34
Figura 5-1: Profundidad de la línea potencial de deslizamiento (Geovenor, 2014)...	35
Figura 5-2: Modelo de reacción lateral del suelo sobre pilotes (Geovenor, 2014)....	36
Figura 6-1: Curva fuerza-desplazamiento de una rótula plástica.....	39
Figura 6-2: Nivel de desempeño sísmico (FEMA 356, 2000)	40
Figura 6-3: Rótulas plásticas idealizadas	40
Figura 6-4: Amortiguamiento de Rayleigh	42
Figura 6-5: Análisis en el tiempo no-lineal sobre las cargas gravitacionales	43
Figura 8-1: Primer modo de vibración rotacional ($T_1=0.64$ s).....	46
Figura 8-2: Segundo modo de vibración transversal ($T_2=0.62$ s)	46
Figura 8-3: Tercer modo de vibración longitudinal ($T_3=0.50$ s).....	47
Figura 8-4: Desplazamiento longitudinal del centro de masas – THNL_U ₁	48
Figura 8-5: Desplazamiento longitudinal del centro de masas – THNL_U ₂	48
Figura 8-6: Observaciones en el muelle marginal luego del sismo.....	49
Figura 8-7: Estados extremos de las rótulas plásticas – THNL_U ₁	56
Figura 8-8: Estados extremos de las rótulas plásticas – THNL_U ₂	57

RESUMEN

Los principales puertos del país enfrentan nuevas exigencias con la puesta en servicio de la reciente ampliación del Canal de Panamá, que permite el paso de naves más grandes y con mayor calado, conocidas como Post-Panamax. En virtud de este objetivo, las empresas concesionarias nacionales invertirán US\$2.100 millones para ampliar la capacidad de los terminales y recibir mayor cantidad de megabuques tales como el MSC Flavia, que mide 366 m de eslora, 48 de manga, 14.5 m de calado, puede transportar hasta 13 mil TEUs y es el mayor buque portacontenedores que haya arribado a nuestro país. Actualmente los principales puertos del país pueden recibir solo uno de estos barcos de gran tamaño pero en forma esporádica debido a que ocupan dos y hasta tres de sus sitios de atraques. En Iquique la concesionaria ITI desarrolla proyectos para permitir la recalada de naves de mayor tonelaje. Durante el año 2005 fue relevante el término de la obra “Ampliación de un muelle antisísmico para naves Post-Panamax” en uno de sus sitios de atraque. Se trata de un proyecto emblemático que permitió incrementar el calado máximo a -11,25 m NRS.

El objetivo de este trabajo es realizar un análisis tiempo-historia de un muelle marginal para naves Post-Panamax sometido a los registros obtenidos en una estación cercana durante el Terremoto de Iquique de 2014 ($M_w=8.2$). Considerando la interacción suelo-pilote mediante modelos de respuesta inelástica, se analizan las respuestas inducidas por el sismo mediante un análisis dinámico no-lineal y se estudia la formación de rótulas plásticas en los pilotes hincados hasta el rechazo en la roca basal. Los resultados indican que la estructura fue capaz de tolerar el desplazamiento relativo producido por uno de los mayores terremotos registrados en la historia de Chile. Sin embargo para sismos extremos se espera una respuesta más allá del régimen elástico debido a la formación de rótulas plásticas en la cabeza de los pilotes del lado tierra como consecuencia del empuje del terraplén y de las mayores demandas de desplazamiento en los pilotes cortos que producen la torsión del tablero. Si bien se produce demanda inelástica, tal demanda es pequeña (similar a la asociada al nivel de desempeño “ocupación inmediata”), mucho menor que la asociada al nivel de desempeño “prevención de colapso”. Por esta razón la funcionalidad de la estructura prácticamente no fue afectada por el terremoto.

ABSTRACT

Chile's main port facilities are currently facing new demands because of the commissioning of the recent expansion of the Panama Canal, which allows passage of larger vessels with deeper draft known as Post-Panamax. Motivated by this observation, the national concessionary companies will invest US\$2,100 million to expand the capacity of the port terminals. Such expansion will make possible to receive a greater amount of mega vessels such as the MSC Flavia, whose measures are 366 m in length, 48 m of beam, 14.5 m of draft, and is able to transport up to 13,000 TEUs. This is the largest container ship that has ever reached our country. Currently, the main ports of the country can receive only one vessel of this great size at a time, and only sporadically so because they occupy up to three moorings. In Iquique, concessionary ITI develops projects to allow the landfall of higher tonnage ships. In 2005 the completion of the project "Enlargement of a seismic pier for vessels Post-Panamax" in one of the mooring was of great relevance. It is an emblematic project which increased the maximum draft to -11.25 m NRS.

The objective of this work is to perform a time-history analysis of a marginal wharf for Post-Panamax vessels subjected to ground motions recorded at a near station during the 2014 Iquique earthquake ($M_w=8.2$). The soil-pile interaction is accounted for through nonlinear models, and the seismic response is analyzed by performing non-linear dynamic analysis. Particular attention is paid to the development of plastic hinges on piles driven until rejection in the basal rock. Results indicate that the structure was able to withstand the displacement demand induced by one of the largest recorded earthquakes in the history of Chile. However, a response beyond the elastic range is expected under extreme earthquakes due to the development of plastic hinges at the piles head located at the land side, which are due to the embankment pressure and the larger displacement demands on the short piles that cause torsional response of the deck. However, even though plastic hinges do develop, the inelastic demand is low (similar to that corresponding to an "immediate occupancy" performance level), well below that associated with a "collapse prevention" performance level. This is the reason why the facility did not lose its functionality after the earthquake.

I. INTRODUCCION

De acuerdo al informe técnico del Centro Sismológico Nacional (CSN), el día martes 1 de abril de 2014 a las 20:46:45, hora local, ocurre un sismo de magnitud $M_w=8.2$ con epicentro localizado frente a las costas de Iquique y Pisagua, en el norte de Chile, con coordenadas geográficas 19.572°S y 70.908°W y con profundidad hipocentral $R=38.9$ km. Este terremoto es el segundo mayor registrado en Chile desde el 27 de febrero de 2010 y el cuarto mayor desde el 22 de mayo de 1960. La réplica principal, de magnitud 7.6, se ubica inmediatamente hacia el sur de la zona de ruptura asociada al terremoto del 1 de abril. Los mecanismos de foco del sismo principal y sus réplicas más importantes son consistentes con el desplazamiento de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana.

Este evento sísmico, clasificado dentro de los cuatro más grandes de la historia de Chile, es un terremoto relacionado con la ruptura de la laguna sísmica del sur de Perú y norte de Chile, donde no se habían registrado sismos de gran magnitud por más de 100 años.

Modelos iniciales de desplazamiento en la zona de acoplamiento asociados a este terremoto indican valores de 5 a 7 m de deslizamiento máximo local. La distribución de las réplicas tempranas, indican una zona de ruptura del orden de 150 km. Observaciones de deformación de la corteza mediante instrumentos GPS (Global Positioning System) realizadas con anterioridad a la ocurrencia de este sismo permitieron establecer el grado de acoplamiento en el contacto entre las placas de Nazca y Sudamérica. Estimaciones preliminares de deslizamiento en la falla indican que el desplazamiento ocurre principalmente en la zona más profunda de acoplamiento. Estas estimaciones indican que

no toda la región acoplada se ha activado en esta ocasión, aun faltando por activarse, además de la parte más superficial del contacto, dos zonas: una al norte y otra hacia el sur de la zona de ruptura actual. Ambas zonas (A: Ilo-Cuya y B: Punta Patache-Tocopilla) poseen longitudes similares, por lo tanto, se esperaría que se generasen al menos sismos de aproximadamente el mismo tamaño en el futuro, sin embargo, no se puede descartar otro escenario. La productividad sísmica reciente en el sector A es significativamente menor que en el sector B, además ha habido una migración de sismicidad hacia la zona B, ambas observaciones parecerían indicar que el sector sur tendría mayor posibilidad de activarse con anterioridad (Barrientos, 2014).

En la Figura 1-1 se muestra el registró histórico del gap sísmico de 137 años que ha afectado al norte de Chile, la comparación entre el momento déficit acumulado desde 1887 y el momento sísmico liberado durante el terremoto de Iquique, el acoplamiento sísmico por sobre el 75% (área naranja) y el área de ruptura del evento sísmico (línea azul).

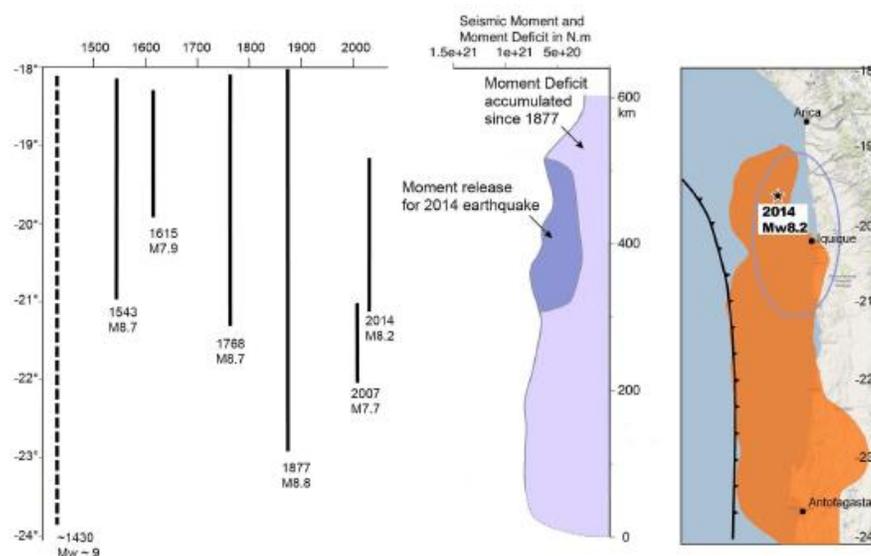


Figura 1-1: Contexto sísmico del norte de Chile (Becerra, 2014)

El terremoto de Iquique corresponde al típico evento sísmico de interplaca subductivo costero, que a diferencia del reciente Terremoto de Ilapel de 2015 ($M_w=8.4$), mostró actividad percusora inmediata en la zona epicentral. Los sismos interplaca subductivos o de zona de Benioff están condicionados principalmente por la interacción entre la Placa de Nazca (oceánica) y la Placa Sudamericana (continental). Se caracterizan por una gran magnitud, determinada principalmente por la gran velocidad de convergencia relativa entre las placas y el fuerte grado de acoplamiento mecánico existente entre ellas. Estos sismos definen la zona de contacto entre las placas o zona sismogénica (Plano o Zona de Benioff). Esta zona se caracteriza por sismos que aumentan gradualmente su profundidad de foco a medida que aumenta su distancia relativa a la fosa marina, dándose el caso de que la profundidad de foco de los sismos con epicentros cercanos a la costa, es relativamente menor a la que se da al interior del continente. La Figura 1-2 muestra la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana según un plano inclinado hacia el Este con buzamientos que varían entre los 15° y 40° respecto a la horizontal (Plano de Benioff).

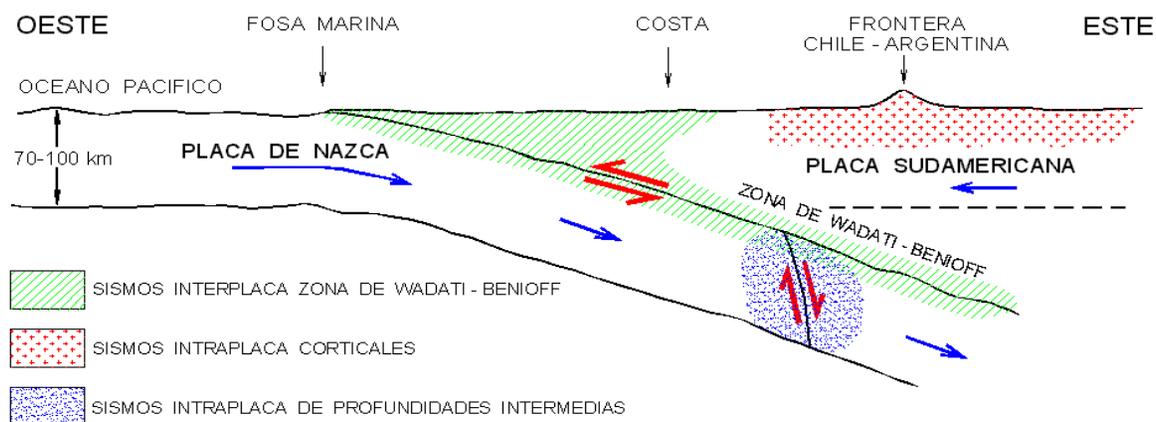


Figura 1-2: Subducción según los tipos de fuentes sismogénica (Boroschek, 2000)

La Figura 1-3 muestra los daños de los sismos subductivos costeros del último siglo, originados por falla del suelo y problemas estructurales en obras portuarias.

Muelle Pto. Montt – Sur de Chile 1960 ($M_w=9.5$)



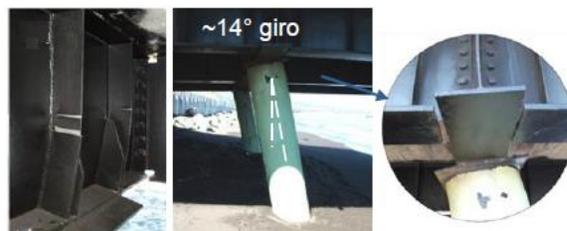
Malecón Pto. Montt – Sur de Chile 1960 ($M_w=9.5$)



Sitios 1 y 2 San Antonio - Llolleo 1985 ($M_w=8.0$)



Muelle Coronel Norte - Maule 2010 ($M_w=8.8$)



Terminal Molo - Iquique 2014 ($M_w=8.2$)



Puerto de Coquimbo - Illapel 2015 ($M_w=8.4$)



Figura 1-3: Daños en obras portuarias (Astroza (2009), Brunet (2012) y Becerra (2014))

En ámbitos de la ingeniería, el peligro sísmico es una de las herramientas más utilizadas en la prevención de pérdidas tanto humanas como materiales. En este contexto, el peligro sísmico se define como la probabilidad de exceder un cierto parámetro sísmico, como intensidad de Mercalli modificada o aceleración horizontal máxima de suelo (PGA), durante un lapso de vida útil para una zona definida. Los métodos seguidos para estimar el peligro sísmico son generalmente de dos tipos: método determinístico y método probabilístico. Cada uno tiene sus ventajas y desventajas.

El método determinístico define uno o más eventos discretos controladores, por ejemplo el sismo máximo probable ubicado en una de las fuentes sismogénicas definidas en el estudio sismotectónico. Sus dimensiones (falla), ubicación espacial y geometría con respecto al emplazamiento, y magnitud máxima permiten calcular la aceleración máxima (PGA) y/o velocidad máxima (PGV) en función de las distancias características al sitio (distancias mínimas), haciendo uso de la relación de atenuación considerada apropiada para la región. Considerando los datos de los últimos sismos a la fecha, Ruiz y Saragoni (2005) desagregan las bases de datos en sismos interplaca e intraplaca, obteniéndose para los sismos interplaca subductivos (tipo “thrust”) costero las siguientes relaciones de atenuación para las aceleraciones horizontales máximas esperada.

- En suelo tipo “rocas y suelo duro” ($360 \text{ m/s} \leq V_s \leq 1500 \text{ m/s}$):

$$a_{hor\acute{m}ax} = \frac{2 \cdot e^{1.28M_s}}{(R+30)^{1.09}} = 0.73 \text{ g} \quad (1.1)$$

- En suelo tipo “rocas duras” ($V_s \geq 1500 \text{ m/s}$):

$$a_{hor\acute{m}ax} = \frac{4 \cdot e^{1.3 \cdot M_s}}{(R + 30)^{1.43}} = 0.41 \text{ g} \quad (1.2)$$

En las ecuaciones anteriores M_s es la magnitud de Richter y R es la distancia hipocentral expresada en km del terremoto. Se ha considerado el Terremoto del 2014 como el sismo de control, ya que éste es un evento real cercano al lugar de estudio que tiene mayor probabilidad de suceder que uno sintético.

El método probabilístico no define un sismo específico, sino que incorpora los efectos de todos los sismos de todas las fuentes sismogénicas en el entorno del sitio definidas por los valores de magnitud máxima y relación frecuencia-magnitud. En esta forma, se logra considerar la probabilidad de ocurrencia de diferentes sismos. El resultado final entrega la aceleración máxima que tiene una probabilidad dada de ser superada en un período determinado de tiempo. Por ejemplo, el estudio de peligro sísmico probabilístico para el sitio de emplazamiento del Puerto de Iquique (ITI, 2003), establece para el sismo de diseño que la aceleración máxima esperada, considerando una probabilidad de excedencia del 10% para una vida económicamente útil de 50 años (período de retorno 475 años), es de 0.32 g. La aceleración así obtenida no proviene de ningún sismo específico, sino del efecto combinado de todos los sismos ubicados en las fuentes sismogénicas.

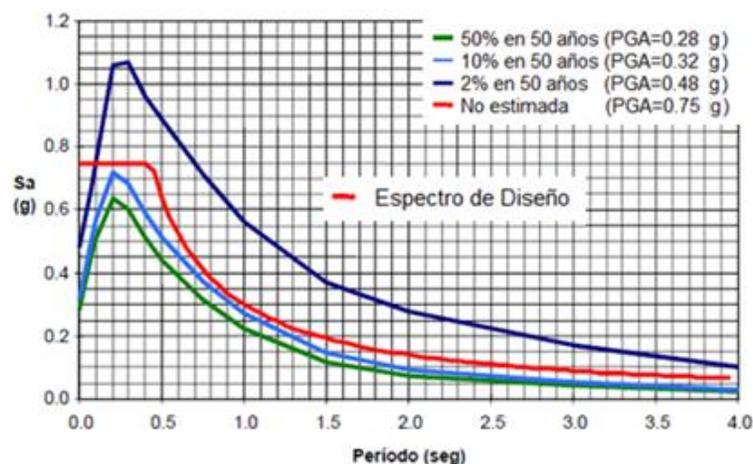


Figura 1-4: Espectros de demanda sísmica (ITI, 2003)

Las ventajas y desventajas de los tipos de peligro sísmico son variadas. El peligro sísmico determinístico es fácil de entender y las consecuencias de elegir otro sismo de otra magnitud a la misma distancia del sitio son rápidas de evaluar. La desventaja del método determinístico es que no es fácil estimar la incertidumbre de los resultados. Tampoco la frecuencia de ocurrencia del sismo elegido se toma en cuenta explícitamente. Por el contrario, el método probabilístico permite la incorporación de la incertidumbre en la frecuencia de ocurrencia de los sismos. Además, dado que los resultados se expresan como probabilidad de excedencia en un cierto período de tiempo, el peligro sísmico puede ser comparado con otros peligros presentes en el mismo sitio. Sin embargo, debido que la estimación del peligro sísmico determinístico considera una serie de factores (fuentes, relaciones de frecuencia - magnitud, etc.), no es fácil evaluar el efecto que cada uno de estos parámetros tiene en el resultado final. Por último, la hipótesis de independencia en la ocurrencia de un sismo respecto a otros anteriores o posteriores (distribución de Poisson) no es fácilmente aceptada, especialmente cuando se trata de sismos de gran magnitud (Boroschek, 2000).

La potencialidad destructora de un terremoto medida en término de requerimientos de ductilidad de osciladores elastoplásticos simples, depende esencialmente de la energía esperada y de la intensidad de cruces por cero, actuando ambos parámetros simultáneamente (Araya y Saragoni, 1984). Debido a ello, resulta erróneo explicar los efectos de los movimientos sísmicos sólo en base a la aceleración máxima del registro.

Araya y Saragoni (1984) definen el siguiente potencial destructivo aplicado a un evento sísmico de interplaca subductivo costero:

- Potencial destructivo:

$$P_D = \frac{3.02 \cdot 10^{-3} \cdot e^{2 \cdot M_s} \cdot e^{-0.001R}}{(R + 60)^{1.39}} = 65 \cdot 10^{-4} \text{ g} \cdot s^3 \quad (1.3)$$

En el trabajo de Saragoni, Holmberg y Sáez (1989), se establece la siguiente correlación entre el potencial destructivo horizontal y la intensidad de Mercalli Modificada (determinadas por Astroza y Mongue en los lugares en que se encuentran los instrumentos) para 80 acelerogramas del terremoto de Chile ($M_S=7.8$) de 1985 del tipo subductivo costero:

- Intensidad de Mercalli Modificada:

$$IMM = 4.86 + 1.35 \log(2 \cdot P_D) = 7.7 \quad (1.4)$$

El potencial destructivo se correlaciona satisfactoriamente con los daños reales observados y coincide tanto con la relación obtenida para la totalidad de los registros de terremotos chilenos, como para las intensidades del evento principal reportado por la ONEMI (Cuya VIII, Arica VIII, Iquique VII, Tocopilla VI, Calama VI, Mejillones V) y el USGS.

De este estudio se concluye que los registros con $20 \cdot 10^{-4} \text{ g} \cdot \text{s}^3 < P_D < 60 \cdot 10^{-4} \text{ g} \cdot \text{s}^3$ producen daño moderado y los registros con $P_D > 60 \cdot 10^{-4} \text{ g} \cdot \text{s}^3$ están relacionado con daño real.

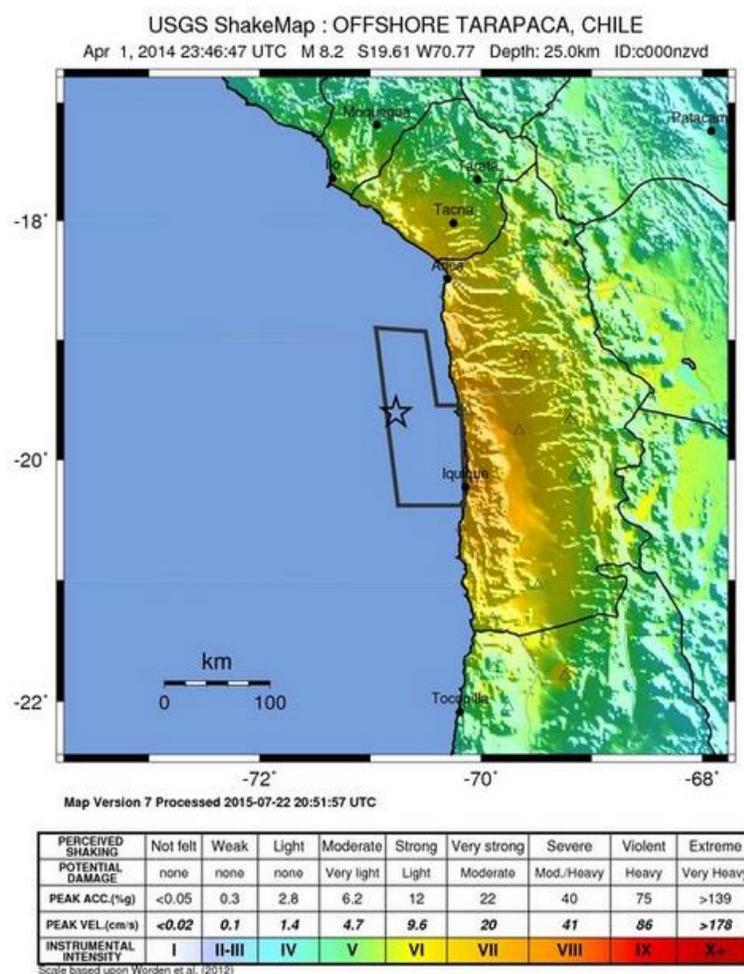


Figura 1-5: Intensidad del Terremoto de Iquique de 2014 (USGS, 2014)

A consecuencia de este movimiento telúrico, muchas estructuras portuarias se vieron afectadas. Se evidenciaron distintos niveles de daños y algunos sitios de atraque colapsaron. Los daños más comunes en este caso fueron originados por fallas de suelo y el diseño estructural. Los daños relacionados al suelo fueron principalmente debido a *licuación* (pérdida de la capacidad de soporte en suelos granulares sueltos y saturados) y *lateral spreading* (movimiento lateral del suelo inducido por un estrato de material licuable sobre uno que no lo es). En cuanto a los daños estructurales, la respuesta sísmica de la estructura ante el efecto pilote-corto y torsión natural del tablero puso de manifiesto problemas en el diseño de muelles.

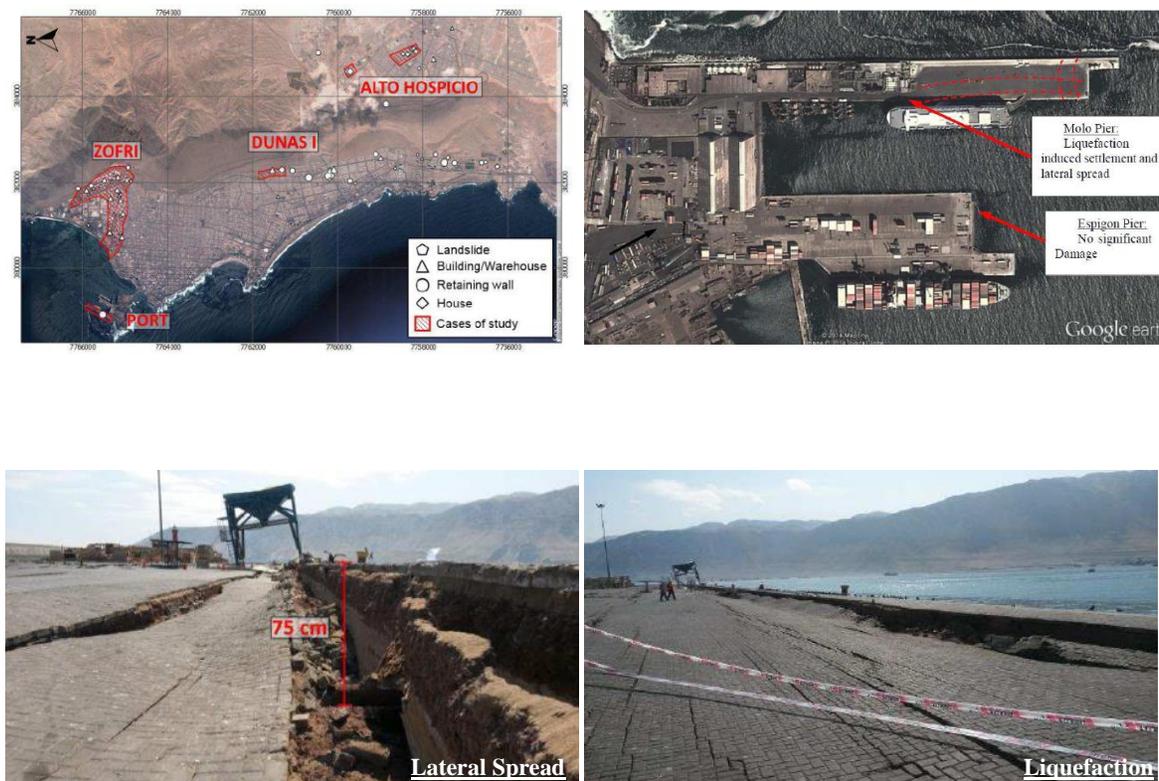


Figura 1-6: Daños observados en el puerto de Iquique (Becerra, 2014)

El objetivo de este trabajo es verificar la respuesta inelástica de un muelle marginal para naves Post-Panamax sometido a los registros obtenidos en una estación cercana, cuya funcionalidad no fue afectada por el terremoto de Iquique.

Los muelle marginales son estructuras como continuación de la línea de costa y el terraplén es un relleno de suelo en pendiente situado por debajo del muelle marginal comprendido por suelos dragados o taludes de corte protegidos y estabilizados. De acuerdo a su configuración estructural, se pueden clasificar en abiertos o cerrados. Desde el punto de vista sísmico, los muelles marginales de tipo abierto (tablero sobre pilotes) tienen la característica de tener el centro de la rigidez cerca del borde del suelo, por su parte, el centro de masa está cerca del centro geométrico de la sección. Esto provoca una respuesta significativa a la torsión del muelle y grandes demandas de desplazamientos en los pilotes cortos. En el tipo abierto, el terraplén está expuesto a la erosión causada por las olas y las hélices de los barcos. Por lo tanto, el terraplén se protege normalmente mediante una cubierta permanente de roca “rip-rap”.

Los barcos de la clase Panamax son aquellos diseñadas para ajustarse a las dimensiones máximas permitidas para el tránsito por las antiguas esclusas del Canal de Panamá. El tamaño máximo está determinado por la dimensión de las cámaras de las esclusas y su calado. Los buques aptos para el tránsito por las nuevas esclusas son denominados Post-Panamax. En la Figura 1-7 se muestran el tamaño de buques portacontenedores desarrollado por generación.

Generation	Ship Type	Length (m)	Draft (m)	TEU	Vessel type	Dimensions	Number of containers
First Generation (1956-1970)	Converted Cargo Vessel	135 m	< 9 m	500	Small Feeder	Ship breadth up to approx. 23.0 m	Up to 1,000 teu
	Converted Tanker	200 m	< 9 m	800	Feeder	Ship breadth approx. 23-30 m	1,000 - 2,500 teu
Second Generation (1970-1980)	Cellular Containership	215 m	10 m	1,000 - 2,500	Panamax	Ship breadth equal to max.: 32.2 / 32.3 m (106ft) Ship draught for passing canal, up to 12.0 m (39,5 ft) Overall ship length 294.1 m (965 ft)	2,500 - 4,500/5,000 teu
Third Generation (1980-1988)	Panamax Class	250 m	11-12 m	3,000	Post-Panamax	Ship breadth larger than max.: 32.3 m	4,500/5,000 - 10,000 teu
		290 m		4,000	Suezmax	Ship breadth up to max.: 70 m Ship draught up to 21.3 m (70 ft) Draught x breadth up to Approx. 820 m² Overall ship length up to 500 m	10,000 - 12,000 teu
Fourth Generation (1988-2000)	Post Panamax	275 - 305 m	11-13 m	4,000 - 5,000	Post-Suezmax	One or more Suezmax dimensions are not met	More than 12,000 teu
Fifth Generation (2000-?)	Post Panamax Plus	335 m	13-14 m	5,000 - 8,000			

Figura 1-7: Tamaño de buques portacontenedores por generación (Sabatino, 2012)

Finalmente, las cargas a las que están sometidas este tipo de estructuras son complejas y bastante heterogéneas. En las Figura 1-8 se muestran las cargas características de un muelle marginal (Thoresen, 2003).

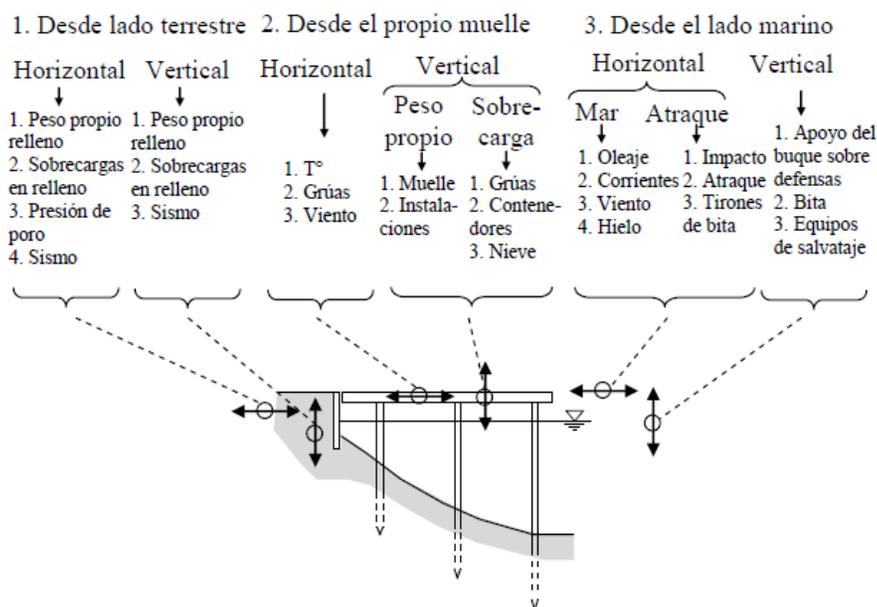


Figura 1-8: Cargas características de un muelle (Brunet, 2012)

II. REGISTRO DE ACELEROGRAMAS

El terremoto de Iquique es sin dudas el mejor registrado en Chile y uno de los mejores terremotos de subducción registrados en el mundo por instrumentos sismológicos principalmente de las redes IPOC y el Centro Sismológico de la Universidad de Chile, donde gran cantidad de estaciones sismológicas y geodésicas pudieron registrar la secuencia completa de eventos sísmicos y deformación pre-sísmica que desencadenó un sismo $M_w=8.2$.

Los acelerogramas se encuentran disponibles en el sitio web del Centro Sismológico Nacional. En la Figura 2-1 se muestran los espectros de respuesta de las estaciones registradas en roca.

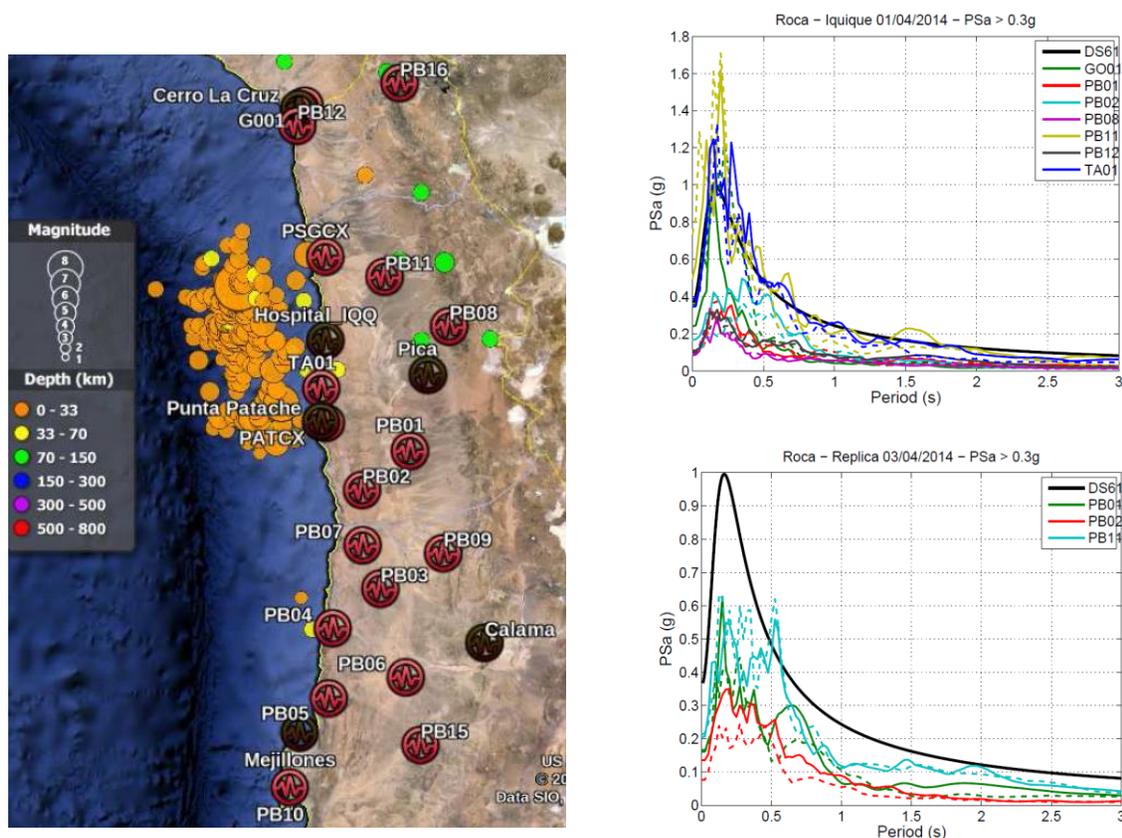


Figura 2-1: Espectro de respuestas en roca (Becerra, 2014)

Entre los aspectos relevantes del terremoto, se registraron aceleraciones máximas de 0.32 g obtenida en roca en el Hospital de Iquique y 0.34 g en Suelo Pica. De ellos se puede apreciar en términos generales que la duración de movimiento es de aproximadamente 140 s y la fase fuerte de vibración es de unos 45 s. Se observan al menos dos entregas importantes de energía. La primera considerablemente mayor que la segunda en términos de aceleración (Boroschek, 2014).

Una revisión de los registros de velocidad y desplazamientos del registro en roca en Iquique muestran claramente pulsos importantes en la señal. La Figura 2-2 muestra los registros de aceleración no corregidos y filtrados de las estaciones obtenidas en roca del Hospital de Iquique, donde se puede apreciar una demanda importante en periodos de 0.5 a 1.5 s. Para las otras estaciones la demanda es relativamente menor.

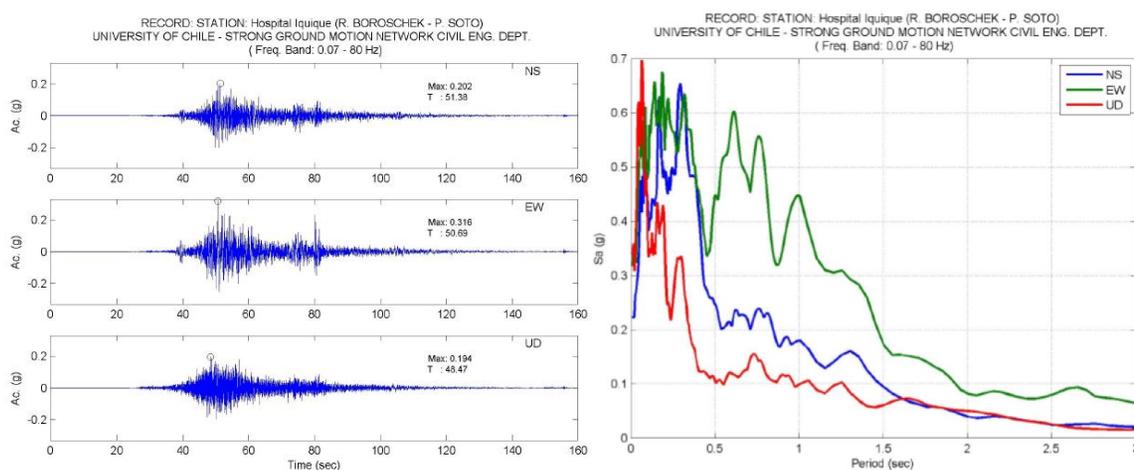


Figura 2-2: Registros de aceleración - Hospital Iquique (Boroschek, 2014)

La Figura 2-3 muestra que los registros de aceleración máximas se correlacionan satisfactoriamente con las curvas de atenuación en rocas duras según Ruiz y Saragoni (2005) para el terremoto de Iquique, salvo en las estaciones con *efectos de sitio* (modificaciones en amplitud, duración y contenido de frecuencia que experimentan las ondas sísmicas cuando llegan a la superficie, causado por efectos topográficos o por las características geotécnicas del tipo de suelo bajo la estación). Entre más blando sea el tipo de suelo que exista bajo la estación, mayor será la amplificación del suelo.

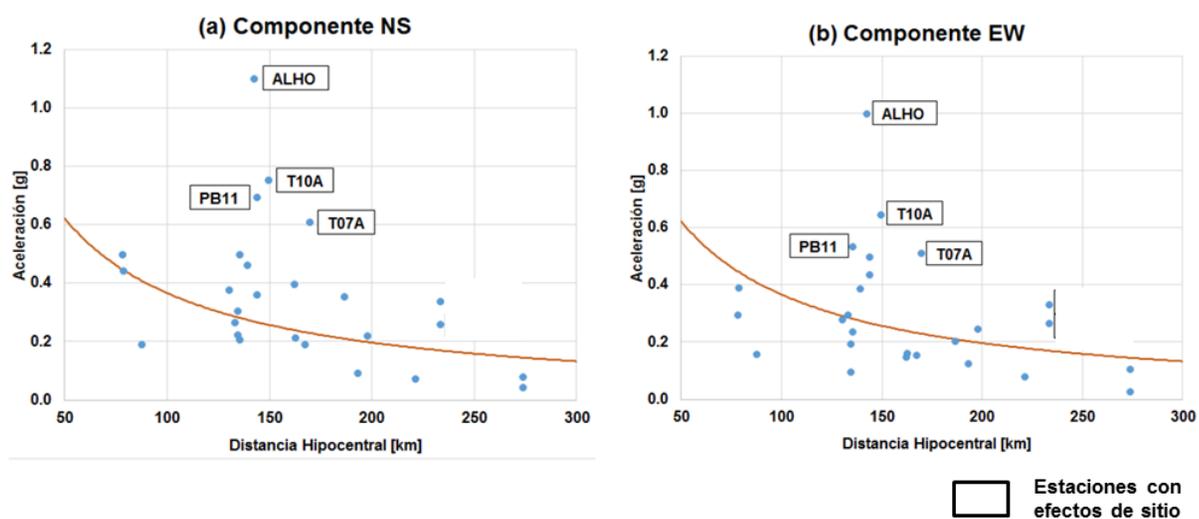


Figura 2-3: Curvas de atenuación en rocas duras (Pinto, 2016)

En las siguientes tablas se muestra un resumen de las aceleraciones máximas registradas en roca durante el evento sísmico.

Tabla II-1: Aceleraciones máximas registradas en roca (Barrientos, 2014)

Estación	Coordenadas		PGA (% g)		
	Latitud	Longitud	Norte	Este	Vertical
TA01	-20.5657	-70.1807	19.41	17.24	7.46
PSGCX	-19.5972	-70.1230	20.21	17.96	14.18
PB16	-18.3351	-69.5077	3.62	3.00	2.46
PB15	-23.2083	-69.4709	5.37	5.01	2.51
PB12	-18.6141	-70.3281	9.87	10.8	6.91
PB11	-19.7610	-69.6558	73.45	49.4	48.29
PB10	-23.5134	-70.5541	0.36	0.36	0.26
PB09	-21.7964	-69.2419	6.83	8	4.59
PB08	-20.1411	-69.1534	9.52	8.3	5.92
PB07	-21.7267	-69.8862	3.97	6.31	4.2
PB06	-22.7058	69.5719	1.95	1.75	1.3
PB05	-22.8528	-70.2024	1.24	1.23	1.04
PB04	-22.3337	-70.1492	3.59	2.97	2.41
PB03	-22.0485	-69.7531	2.94	3.68	3.29
PB02	-21.3197	-69.8960	8.69	16.66	11.13
PB01	-21.0432	-69.4874	10.48	10.58	7.1
MNMCX	-19.1311	-69.5955	49.92	31.31	25.65
GO01	-19.6686	-69.1942	35.77	23.94	16.26

Tabla II-2: Aceleraciones máximas registradas en roca (Boroschek, 2014)

estación	Aceleración Máxima Horizontal (g)	Aceleración Máxima Vertical (g)	Intensidad Instrumental
Iquique Hospital	0.32	0.21	VII
Pica	0.34	0.23	VI-VII
Punta Patache	0.13	0.06	VI
Arica Cerro La Cruz	0.13	0.09	VI
Mejillones	0.02	0.02	-
Calama	0.02	0.02	-

En particular, se analizan los registros de aceleración no corregidos y filtrados obtenidos en la estación Serviu IQQ (T05A) ubicada a 850 m de un muelle marginal que pudo mantener sus operaciones y planificación naviera luego del terremoto de Iquique.

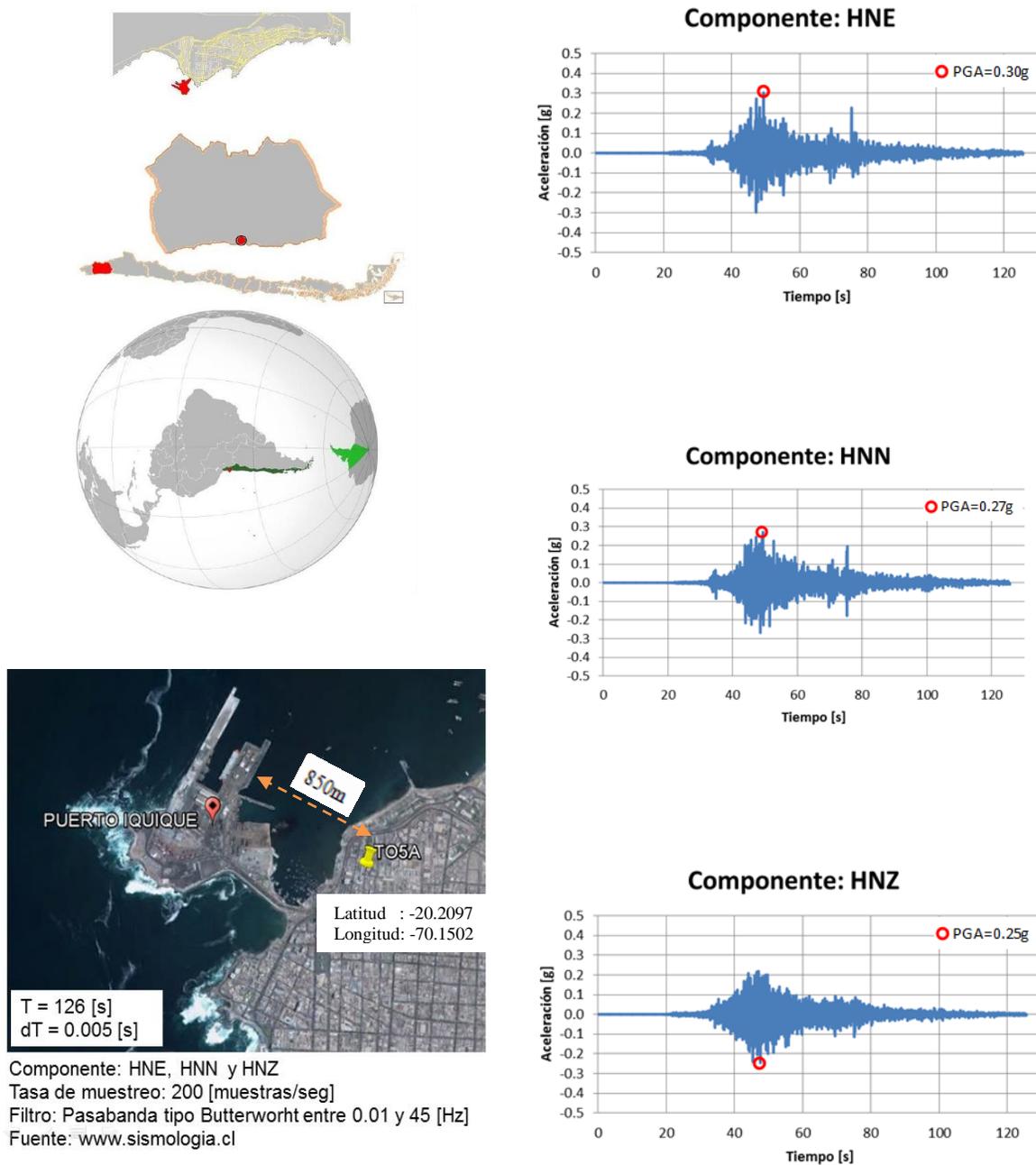


Figura 2-4: Registros estación Serviu IQQ (T05A)

Los peak de aceleración del suelo (PGA) registrados en la dirección Este-Oeste (HNE), Norte-Sur (HNN) y Arriba-Abajo (HNZ) son de 0.30 g, 0.27 g y 0.25 g, respectivamente. La fase fuerte de vibración es de unos 45 s con al menos dos entregas importantes de energía. De la Figura 2-5 se obtiene que la aceleración máxima horizontal se aproxima a los 0.32 g obtenidos para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años) del sitio de ataque.

Los acelerógrafos nos registran los parámetros rotacionales del movimiento. Estos se pueden determinar utilizando grupos de acelerógrafos localizados cerca y con un registro de tiempo unificado, lo cual permite calcular las velocidades angulares de los efectos rotacionales del movimiento.

Los sondajes efectuados por Becerra (2014), confirman que la estación SEVIU IQQ (T05A) se encuentra sobre una pequeña capa de suelo sobre el basamento rocoso. La capa de suelo es tan delgada que, para todo efecto práctico, se puede considerar como afloramiento rocoso.

En la Figura 2-5 se muestra el perfil de velocidades de ondas de corte que aumenta monótonicamente en profundidad, razones espectrales H/V y espectros de respuesta normalizados para la estación Serviu IQQ (T05A).

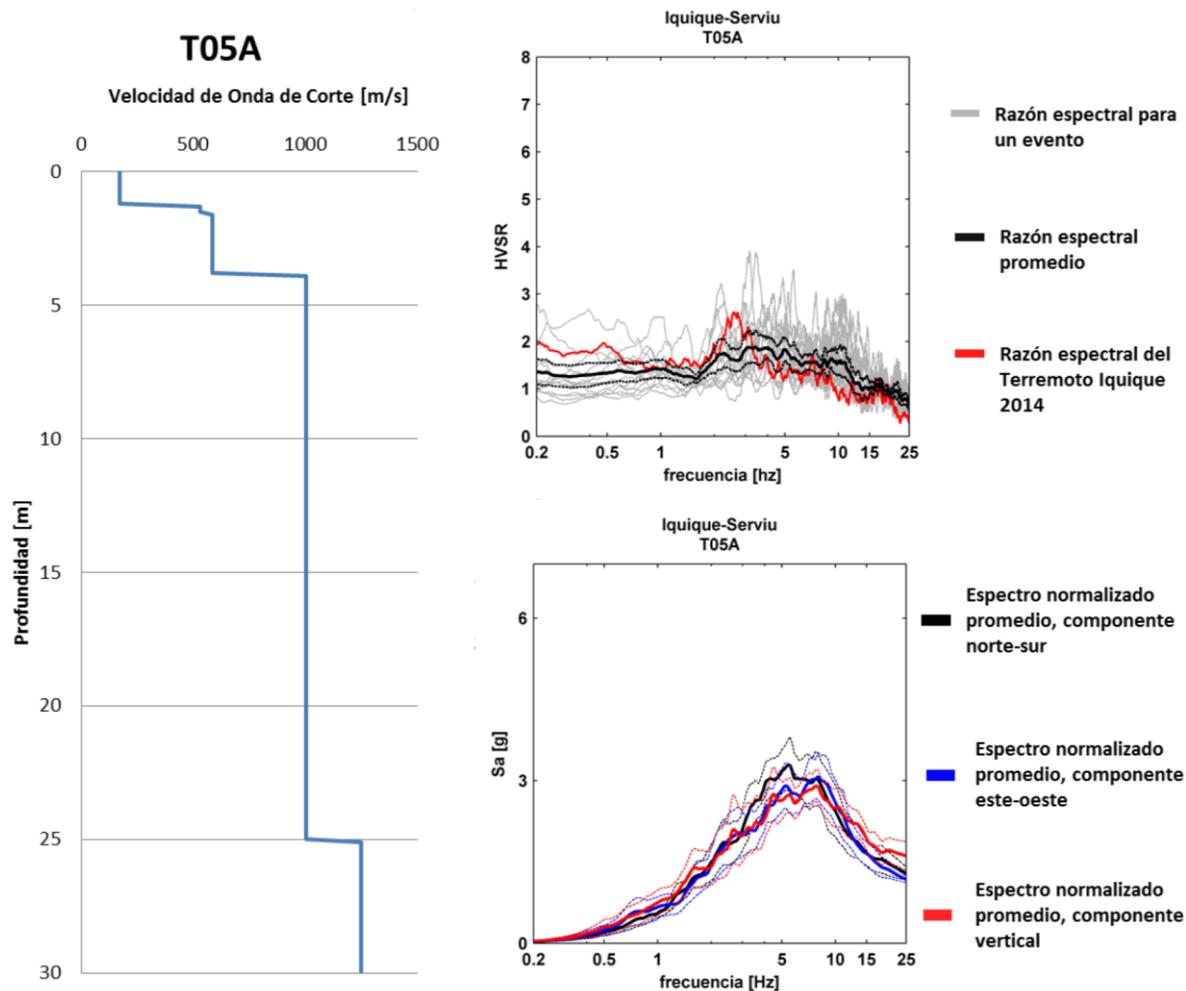


Figura 2-5: Perfil de velocidades, razones espectrales H/V y espectros (Pinto, 2016)

De la información de los sondajes geotécnicos en el lugar de emplazamiento del muelle marginal, se deduce que el subsuelo marino natural está conformado por una sobrecarga de fango y arena de espesor comprendido entre 0.80 y 0.55 m, bajo la cual se encuentra el basamento rocoso de mala calidad geotécnica con RQD = 30% entre las cotas -13 y -22 m NRS (Geovenor, 2014).

En la Tabla II-3 se muestra la clasificación geotécnica del índice RQD (“Rock Quality Designation”) desarrollado por Deere (1967).

Tabla II-3: Calidad del macizo rocoso RQD

RQD – Índice de calidad de la roca	
A. Muy mala	0-25
B. Mala	25-50
C. Media	50-75
D. Buena	75-90
E. Excelente	90-100

III. ESPECTROS DE RESPUESTA

El espectro de respuesta es la herramienta básica para evaluar la demanda sísmica o la acción sísmica sobre estructuras civiles. La norma chilena que rige las fuerzas sísmicas que deben ser consideradas en el diseño de estructuras es la NCh433 Of. 96 Mod. 2012 y DS61. La comparación del espectro normativo con lo demandado por el movimiento en la estación Serviu IQQ (T05A) es un buen indicador de la severidad del sismo. A continuación se muestra una comparación de los espectros de respuesta de un oscilador viscoelástico con una razón de amortiguamiento crítico de 5% con la demanda elástica establecida en la norma sísmica para rocas de diferentes calidades geotécnicas.

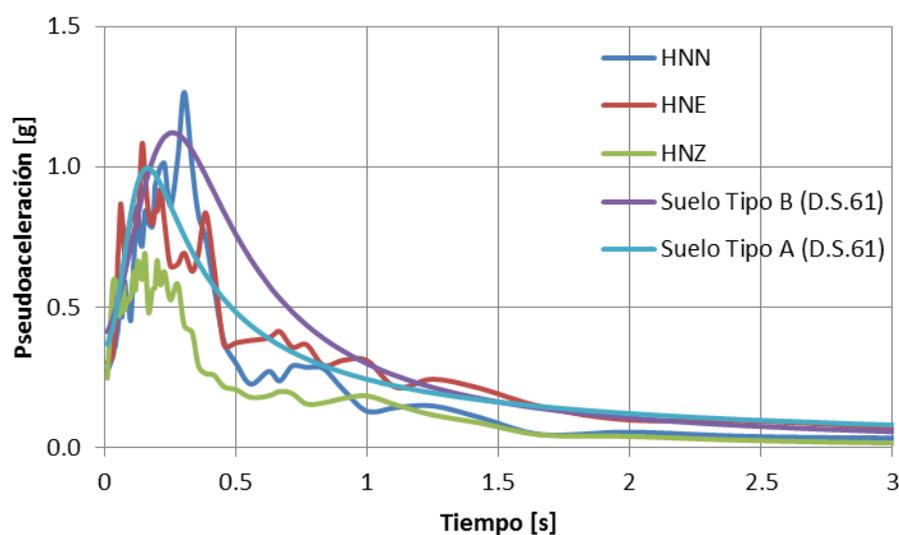


Figura 3-1: Espectros de respuesta en suelos duros

La Figura 3-1 muestra que los espectros de aceleraciones tienen un alto contenido de períodos cortos y que el espectro promedio de rocas fracturadas es prácticamente envolvente, a excepción de las máximas pseudo-aceleraciones de la excitación horizontal.

IV. DESCRIPCION DEL MUELLE MARGINAL

El Muelle Marginal para naves Post-Panamax, está conformado por un tablero de hormigón armado de 30 m de ancho y 152 m de largo, con una losa de traspaso de 3.2 m de luz. Cada cepa tiene 5 pilotes verticales ubicados a una distancia, entre sí, de 6.1 m aproximadamente. Las cepas están ubicadas cada 6 m. Los pilotes más cercanos al lado de tierra son de 1100 mm de diámetro y 16 mm de espesor. Los pilotes más cercanos al lado mar son de 28" de diámetro y 12 mm de espesor.

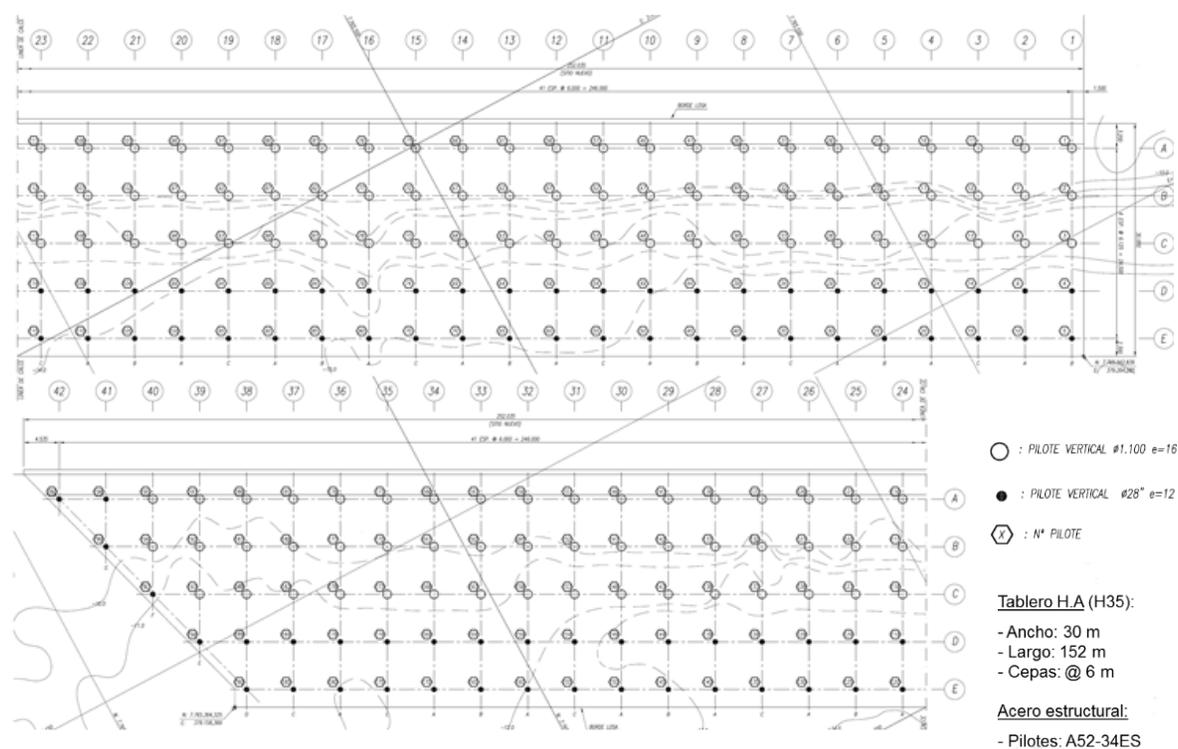


Figura 4-1: Disposición general de pilotes

El tablero está conformado por vigas transversales de 800/1500 mm, vigas longitudinales principales de 800/1500 mm y secundarias de 700/1200 mm. Estas vigas se encuentran en la línea de pilotes, excepto las longitudinales secundarias que se encuentran entre pilotes.

A continuación se ilustran los zapatos de inca, tarugos de anclaje y elevaciones del muelle.

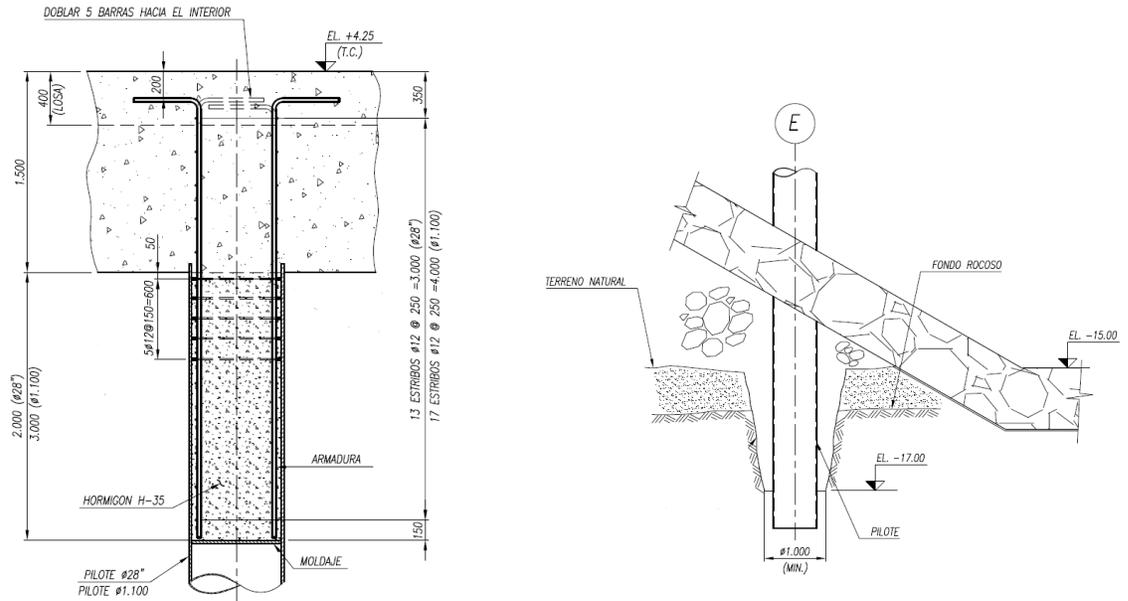


Figura 4-2: Anclaje de pilotes

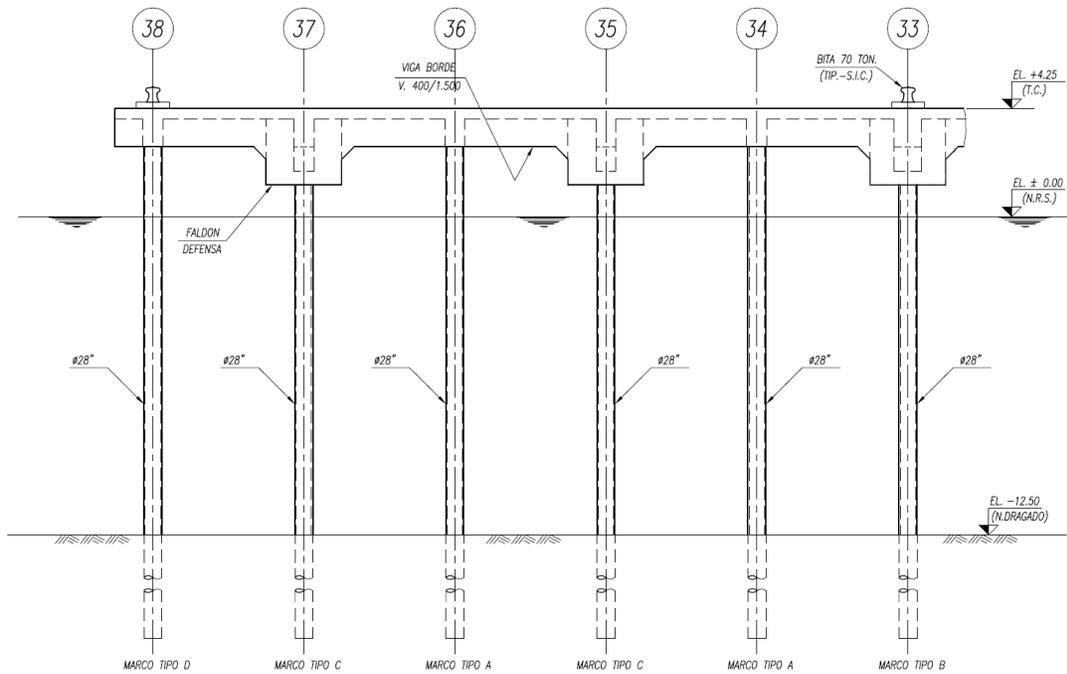
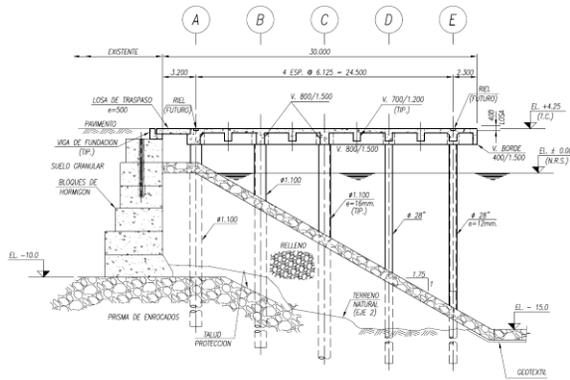
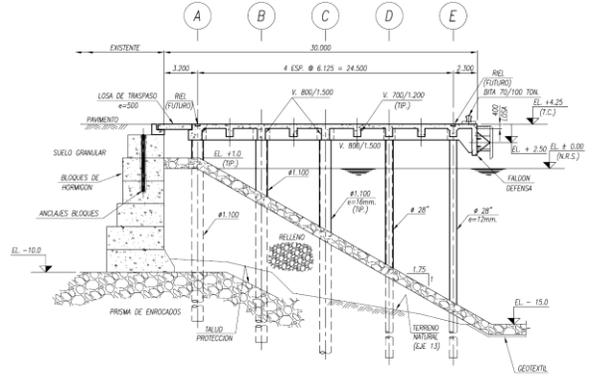


Figura 4-3: Elevación longitudinal – Eje E

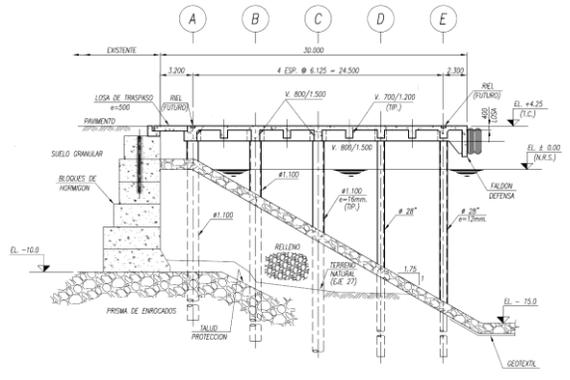
Marco Tipo A



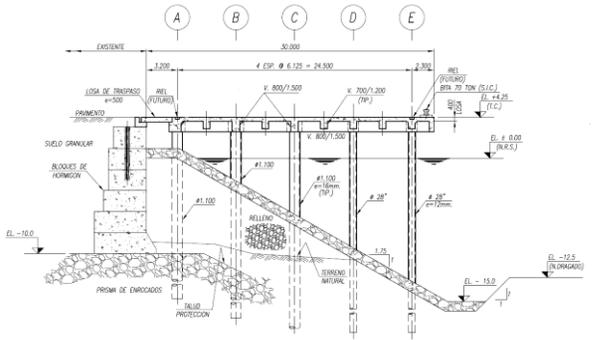
Marco Tipo B



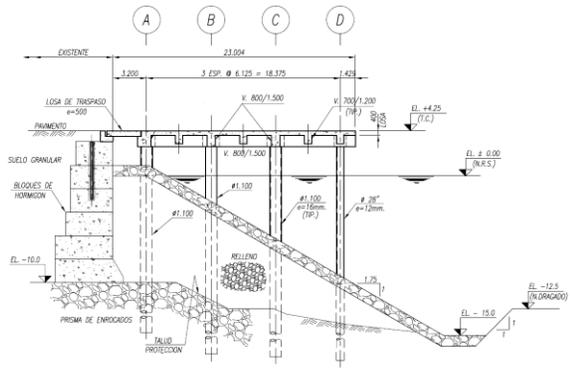
Marco Tipo C



Marco Tipo D



Marco Tipo E



Marco Tipo F

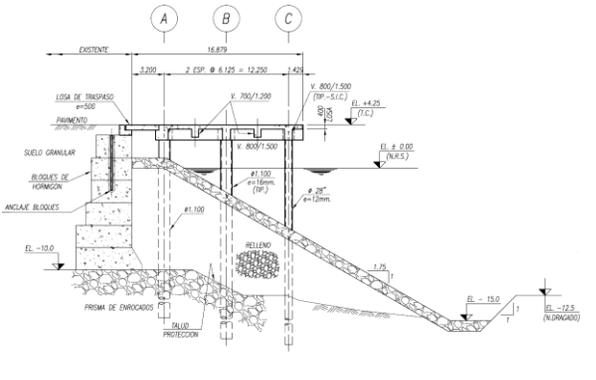


Figura 4-4: Elevación Transversal – Marcos tipo

V. DESCRIPCION DEL TERRAPLEN

Un aspecto crítico para el diseño del muelle es la rigidez lateral de los pilotes, la que depende fuertemente de las propiedades del suelo. El estudio de mecánica de suelos disponible considera que los pilotes fueron hincados hasta el rechazo en un roca de mala calidad geotécnica con $RQD=30\%$. Para ello, tuvieron que traspasar el núcleo de un relleno granular grueso, dispuesto en un talud 1:1.75 (V:H) para estabilizar los gaviones y ayudar a rigidizar el sistema estructural.

El perfil longitudinal considera que el terraplén está constituido mayoritariamente por rocas alteradas, de mediana a baja resistencia con abundantes fracturas y su tamaño no superaría los 30 cm, razón por la cual, fue factible atravesar estos suelos con pilotes hincados. Los resortes horizontales que simulan la interacción suelo-pilote, se estimaron de acuerdo a línea de potencial deslizamiento del terraplén sobre los pilotes hincados.

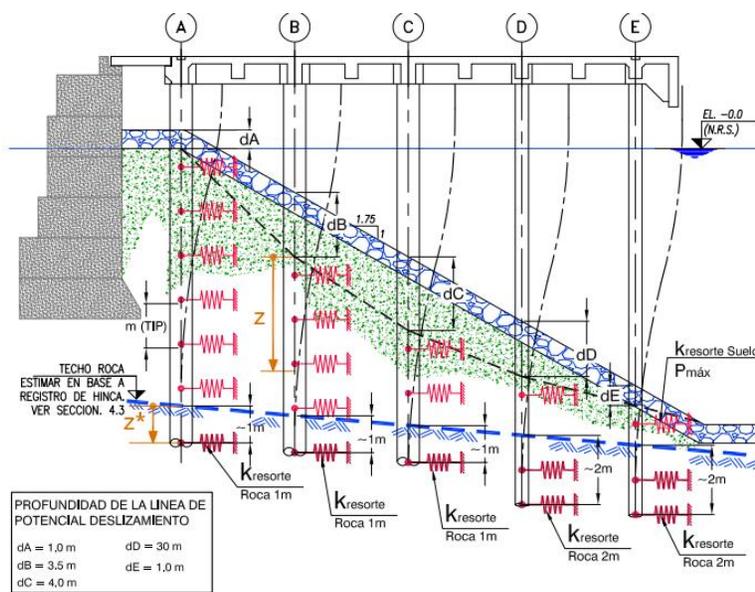
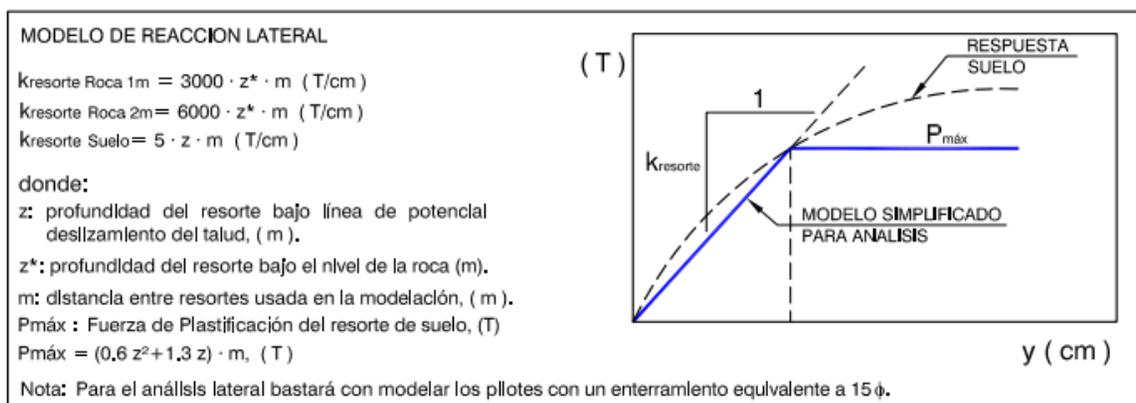


Figura 5-1: Profundidad de la línea potencial de deslizamiento (Geovenor, 2014)

En la Figura 5-2 se muestran los modelos de reacción lateral del suelo sobre pilotes para el sismo actuando hacia el mar o hacia tierra.

Sismo Dirección Mar



Sismo Dirección Tierra

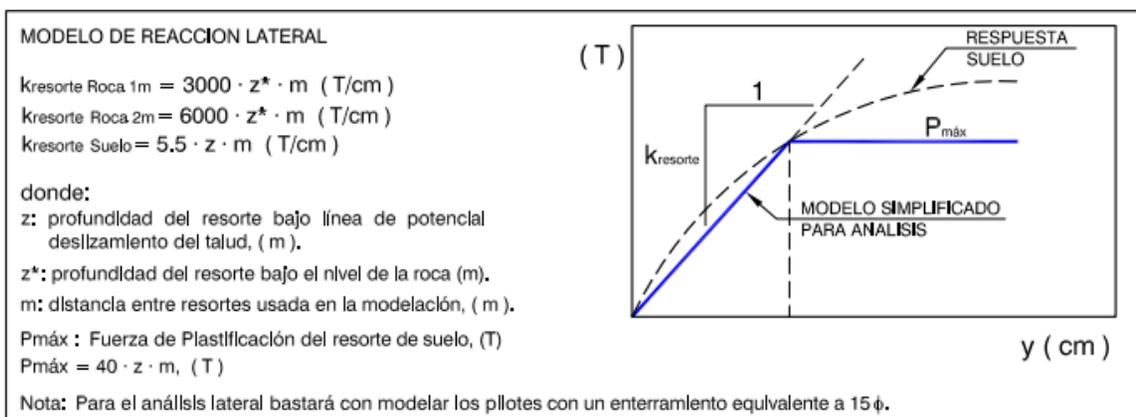


Figura 5-2: Modelos de reacción lateral del suelo sobre pilotes (Geovenor, 2014)

La línea de potencial corrimiento es válida para los casos sísmicos y por simplificación se considera que la línea de potencial deslizamiento es la misma cuando se analiza el sismo actuando hacia el mar o hacia tierra (Geovenor, 2014).

VI. MODELACION DEL MUELLE MARGINAL

Para modelar el muelle marginal, se elaboró un modelo con el programa de elementos finitos SAP2000 versión 16.0.0. Se construyó un modelo en 3 dimensiones de barras, elementos “shell” y elementos “link”, los cuales incorporan la geometría y propiedades de los elementos que representan.

Las vigas y pilotes han sido modelados como elementos “frame”. En la cabeza de los pilotes se incorporaron segmentos rígidos para incorporar la longitud de los tarugos. La losa ha sido modelada como elemento “shell-thin” que combina el comportamiento de membrana y una placa flexural que desprecia las deformaciones transversales por corte. Los nodos ubicados al nivel de la losa están restringidos mediante un “constraint” para simular el diafragma rígido que impone la losa. La longitud de los pilotes se considera de acuerdo a la ficha registrada durante la hinca con elementos tipo “link-multilinear elastic” que conectan el nodo al suelo (a carga cíclica no hay histéresis o disipación de energía). Se puede aproximar la plasticidad del sistema insertando muchas rótulas simplificadas sobre la longitud del elemento. Cada rótula plástica idealizada se modela como un punto discreto de rótula. Toda la deformación plástica, ya sea desplazamiento o rotación, ocurre dentro del punto rótula. Esto significa que se debe asumir una longitud, que puede ser automática, para el excedente de la rótula que es integrada por la tensión plástica o curvatura plástica.

No hay manera fácil de elegir esta longitud, aunque las instrucciones se dan en FEMA-356 (2000). Típicamente es una fracción de la longitud del elemento y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, particularmente para las rótulas de momento-rotación.

Para cada grado de libertad, se define una curva de fuerza-desplazamiento (momento-rotación) que dé el valor de la fluencia y la deformación plástica siguiente a la fluencia. Esto se hace en términos de una curva con valores en cinco puntos, A-B-C-D-E.

- El Punto A es siempre el origen.
- El punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rótula hasta el punto B, sin importar el valor de la deformación especificada para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B será restado de las deformaciones en los puntos C, D, y E. Solamente la deformación plástica más allá del punto B será exhibida por la rótula.
- El punto C representa la capacidad última para el análisis “pushover”. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D para otros propósitos.
- El punto D representa una fuerza residual para el análisis “pushover”. Se puede especificar una pendiente positiva de C a D o D a E para otros propósitos.
- El punto E representa falla total. Más allá del punto E en la rótula caerá la carga hasta el punto F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe especificar un valor grande para la deformación en el punto E.

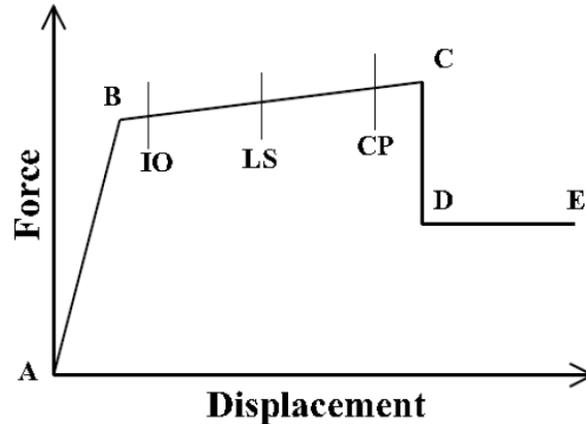


Figura 6-1: Curva fuerza-desplazamiento de una rótula plástica

Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en el mismo elemento “frame”, no en la rótula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre en la rótula además de cualquier deformación elástica que pueda ocurrir en el elemento. Cuando la rótula descarga elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, es decir, en paralelo a la pendiente A-B.

Las características de la rótula para cada uno de los seis grados de libertad son normalmente desacopladas de uno a otro. Sin embargo, se tiene la opción de especificar un comportamiento unido de fuerza-axial/momento-biaxial (P-M2-M3 o PMM).

Se puede especificar medidas adicionales de la deformación en los puntos IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de la vida), y CP (prevención del colapso). Éstas son las medidas informativas que se reportan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el desempeño. No tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

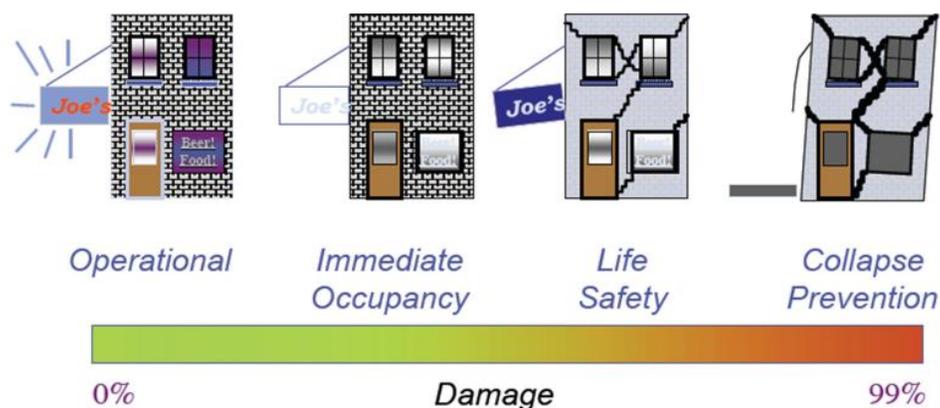
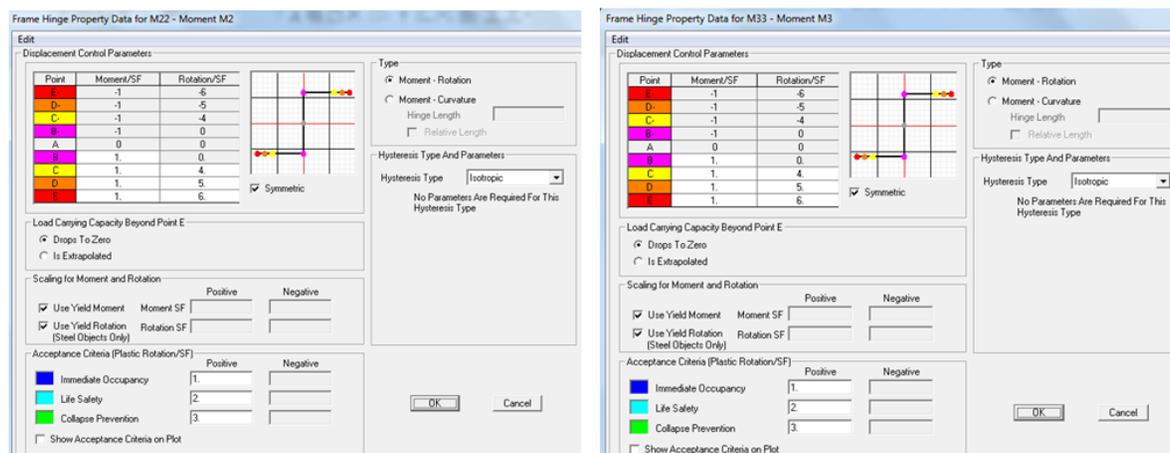


Figura 6-2: Nivel de desempeño sísmico (FEMA 356, 2000)

En la Figura 6-3 se muestra la plasticidad idealizada de las rótulas plásticas desacopladas a flexión que se distribuyen sobre la longitud de los pilotes hincados hasta el rechazo en la roca basal. El compartimiento de las rótulas idealizadas es *elastoplástico perfecto* (no considera el rango de endurecimiento por deformación que previene el colapso).



ROTACIONES

B = 1· θ_y , IO = 2· θ_y , LS = 3· θ_y , CP=4· θ_y

C = 5· θ_y , D = 6· θ_y , E = 7· θ_y

Figura 6-3: Rótulas plásticas idealizadas

El análisis tiempo-historia es un análisis paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura cuando se somete a una carga específica que puede variar en el tiempo, cuyo análisis puede ser lineal o no-lineal. Para reducir la incertidumbre y representar el comportamiento real de la estructura, se realiza un análisis en el tiempo no-lineal con el método de integración directa en base a los registros de la estación T05A cercana al muelle marginal, ya que éste calcula en cada paso de tiempo las matrices completas de masa, rigidez y amortiguamiento sin diagonalizar. Sin embargo, la respuesta no-lineal es muy sensible al modelo computacional, especialmente cuando el aumento en los esfuerzos internos de los elementos (“efecto $P-\Delta$ ”) y el aumento en las deformaciones de la estructura (“efecto $P-\delta$ ”) son relevantes.

En el análisis en el tiempo por integración directa, el amortiguamiento en la estructura se modela usando una matriz completa de amortiguamiento. A diferencia del amortiguamiento modal, esto permite que el acoplamiento entre los modos sea considerado.

Para cada caso del análisis en el tiempo de integración directa, se pueden especificar los coeficientes de amortiguamiento proporcionales que se aplican a la estructura en su totalidad. La matriz de amortiguamiento se calcula aproximadamente como combinación lineal de la matriz de rigidez y la matriz de masa escaladas por un coeficiente específico.

En la Figura 6-4 se muestra el amortiguamiento del sistema como amortiguamiento del tipo Rayleigh ($a_M \cdot [M] + a_K \cdot [K] = [C]$), considerando que el coeficiente de amortiguamiento modal es aproximadamente igual al 5% para los modos laterales 1° y 2°.

Damping Coefficients			
	Mass Proportional Coefficient	Stiffness Proportional Coefficient	
<input type="radio"/> Direct Specification			
<input checked="" type="radio"/> Specify Damping by Period	0.561	4.405E-03	
<input type="radio"/> Specify Damping by Frequency			
	Period	Frequency	Damping
First	0.62		0.05
Second	0.5		0.05

Recalculate Coefficients

Figura 6-4: Amortiguamiento de Rayleigh

Como debe existir simultaneidad de los movimientos, las componentes del registro se combinan de distintas formas en otros tipos de estudios pero en éste, por ser un análisis no-lineal donde la superposición ya no es aplicable, las tres componentes de los registros se aplican al mismo tiempo dentro del análisis. Esto se hace de la siguiente forma:

- THNL_U₁: la componente HNE del registro se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente HNN en la dirección transversal y la componente HNZ en la dirección vertical.
- THNL_U₂: la componente HNN del registro se aplica en la dirección longitudinal al mismo tiempo que la componente HNE en la dirección transversal y la componente HNZ en la dirección vertical.

Se dispone de una gran variedad de métodos comunes para realizar análisis en el tiempo por integración directa. En SAP2000 se sugiere utilizar el método por defecto “Alpha de Hiber-Hughes-Taylor”, que utiliza un solo parámetro alpha. Este parámetro puede tomar valores entre 0 y $-1/3$. Para $\alpha = 0$, el método es equivalente al método de Newmark con $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$ y ofrece la exactitud más alta de los métodos disponibles.

En la Figura 6-5 se muestra el análisis en el tiempo no-lineal sobre las cargas gravitacionales con las tres componentes de los registros actuando simultáneamente, pues el principio de superposición ya no es aplicable. Además, se utilizan los métodos de análisis por defecto.

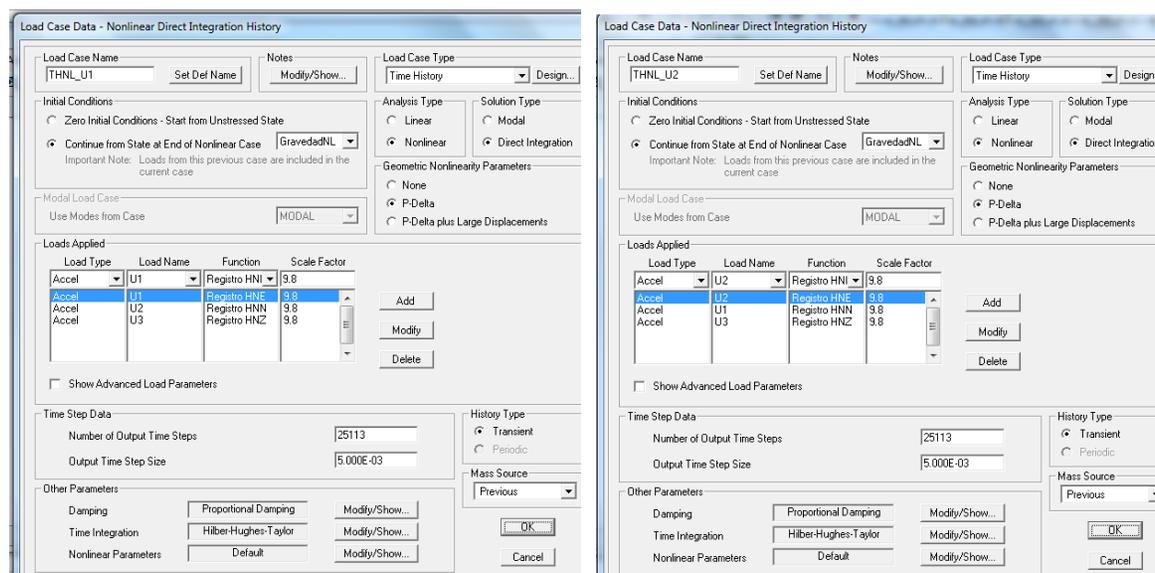


Figura 6-5: Análisis en el tiempo no-lineal sobre las cargas gravitacionales

VII. OBJETIVOS

VII.1 Objetivo General

El objetivo principal del presente es representar el comportamiento real de un muelle marginal para naves Post-Panamax sometido a los registros obtenidos en una estación cercana durante el terremoto de Iquique.

VII.2 Objetivos Específicos

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

- Realizar un análisis modal para entender el comportamiento de la estructura.
- Analizar los desplazamientos del centro de masas durante el evento sísmico.
- Obtener el coeficiente sísmico horizontal.
- Verificar analíticamente los períodos fundamentales de la estructura.
- Obtener las reacciones máximas para verificar la capacidad de carga admisible de los pilotes estimada con PDA durante la hinca.
- Estudiar la formación de rótulas plásticas en los pilotes.

VIII. RESULTADOS

VIII.1 Análisis Modal

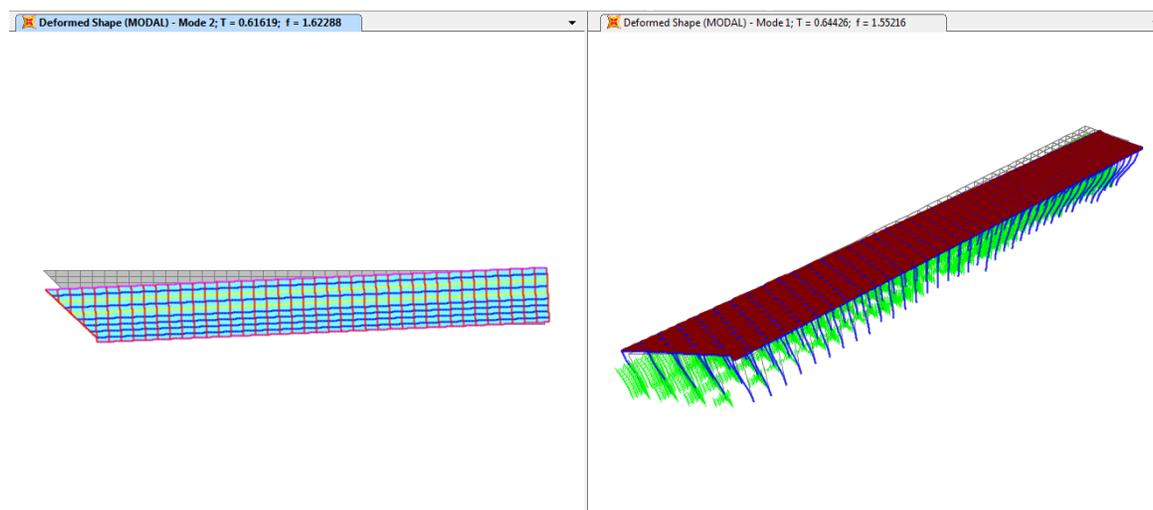
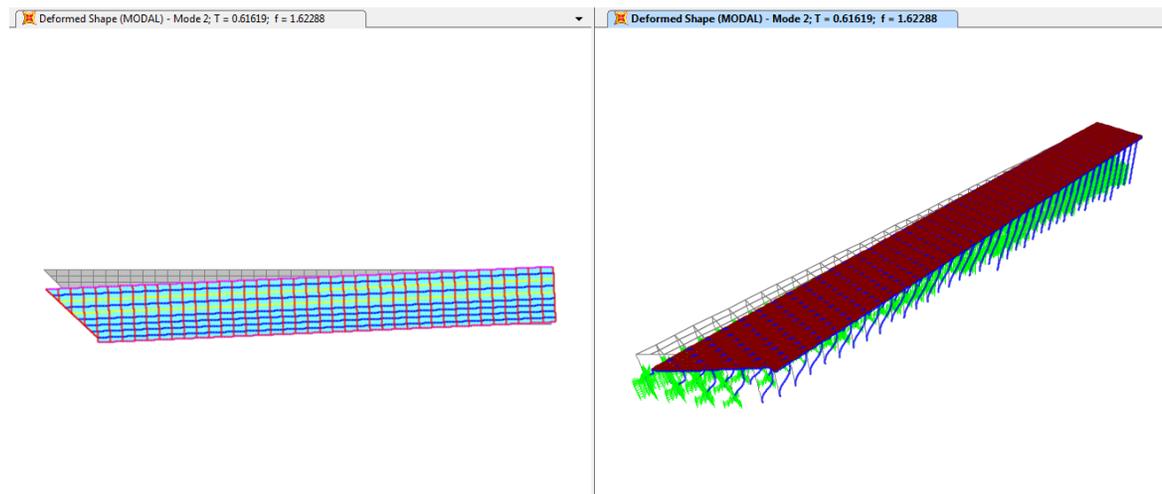
Se utiliza el análisis modal para determinar los modos de vibración y entender el comportamiento a partir de las frecuencias y formas modales de vibración libre sin amortiguar del sistema con los valores y vectores propios. Estos modos naturales proveen una excelente vista del comportamiento de la estructura.

En el análisis dinámico, la masa de la estructura se utiliza para calcular las fuerzas inerciales. Normalmente, la masa se obtiene desde los elementos usando la densidad de masa del material y el volumen del elemento. Esto produce automáticamente una distribución de las masas en los nudos. Los valores de la masa del elemento son iguales para cada grado de libertad traslacional. Para los grados de libertad rotacionales no se producen momentos de inercia de masa. Por eficiencia computacional y exactitud de la solución, el programa SAP2000 utiliza la división de masas. Esto significa que no hay masa entre los grados de libertad en algún punto de la estructura. Los valores de masa a lo largo de grados de libertad restringidos son ignorados.

A continuación se presentan los resultados del análisis modal, donde se muestra los periodos con la mayor masa modal participante y los principales modos de vibración cuya suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, es superior al 90% de la masa total. En todos los modos existen componentes torsionales importantes.

Tabla VIII-1: Resultados del análisis modal

Modo	Período [s]	U_x [%]	U_y [%]	R_z [%]	Dirección
1	0.64	8.16	41.91	45.86	Torsional
2	0.62	8.12	54.56	34.45	Transversal
3	0.50	80.20	0.08	16.02	Longitudinal
Peso sísmico (P_{sism}) = 15500 [Tonf]					

Figura 8-1: Primer modo de vibración rotacional ($T_1=0.64$ s)Figura 8-2: Segundo modo de vibración transversal ($T_2=0.62$ s)

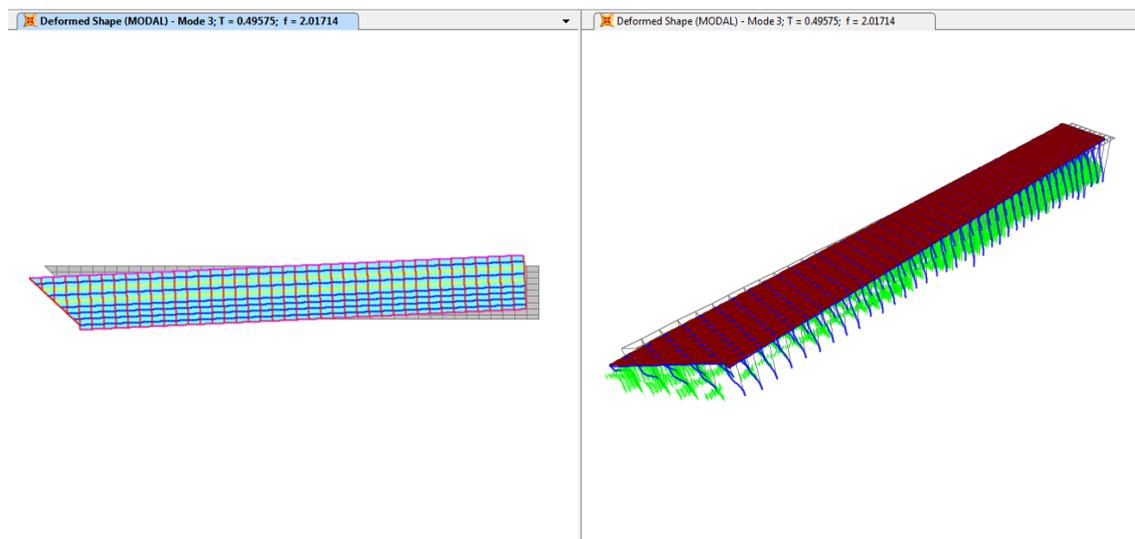


Figura 8-3: Tercer modo de vibración longitudinal ($T_3=0.50$ s)

Los resultados indican que en los modos principales existen componentes torsionales importantes y que los períodos fundamentales se ubican en la zona donde el espectro de excitación decae (“cola” del espectro), por lo tanto, la amplificación no será tan alta. De ahí que la respuesta espectral máxima se pueda dar en los modos superiores del muelle, ya que si estos coinciden con la zona del *peak* del espectro de excitación, tendrán mayor amplificación que el resto de los períodos del muelle.

VIII.2 Desplazamiento del Centro de Masas

A continuación se muestra la respuesta del centro de masas del muelle en el tiempo.

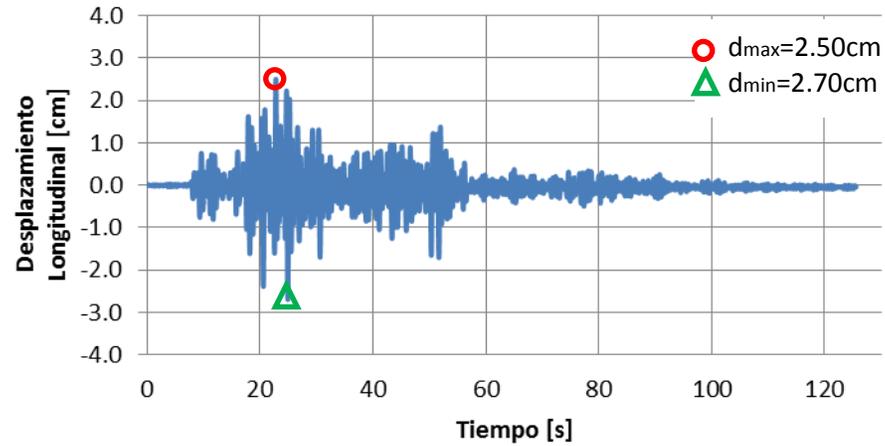


Figura 8-4: Desplazamiento longitudinal del centro de masas – THNL_U₁

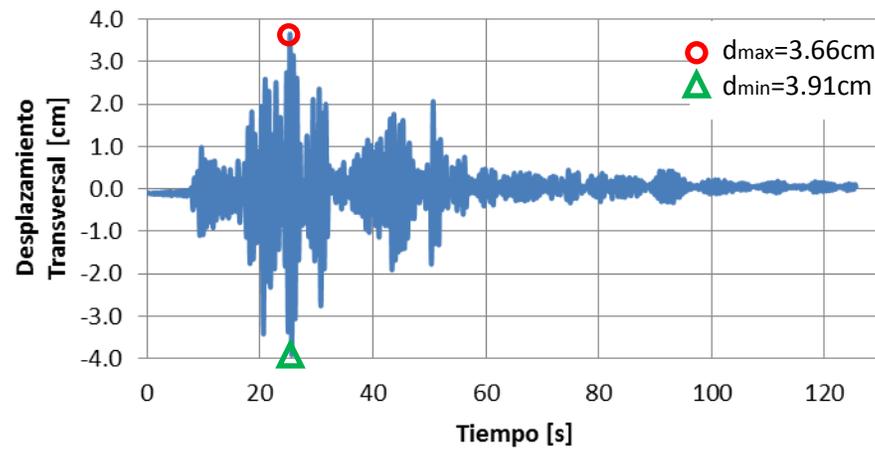


Figura 8-5: Desplazamiento transversal del centro de masas – THNL_U₂

De acuerdo al estándar ASCE/COPRI 61-14 (2014), los desplazamientos máximos admisibles para un sismo esporádico con daño controlado es $0.015 \cdot h$, donde h corresponde a la mayor luz libre de los pilotes. Resolviendo se obtiene:

$$\delta_{adm} = 0.015 \cdot h = 0.015 \cdot 1525 \text{ cm} = 23 \text{ cm} \geq d_{max} \quad (8.1)$$

Por lo tanto, se cumple la condición de deformaciones máximas admisible por comportamiento del código portuario.

En general, se desprecian los efectos P-delta cuando los máximos desplazamientos (d_{\max}) son inferiores al desplazamiento admisible $\delta_{\text{adm}}=0.015 \cdot h$. Además, el código POLA (2000) sugiere que los efectos de segundo orden no controlan el diseño de muelles marginales.

Los máximos desplazamientos del centro de masas obtenidos son consistentes con el buen desempeño observado luego del evento sísmico y, por esta razón, las operaciones y planificación naviera no fueron afectadas.

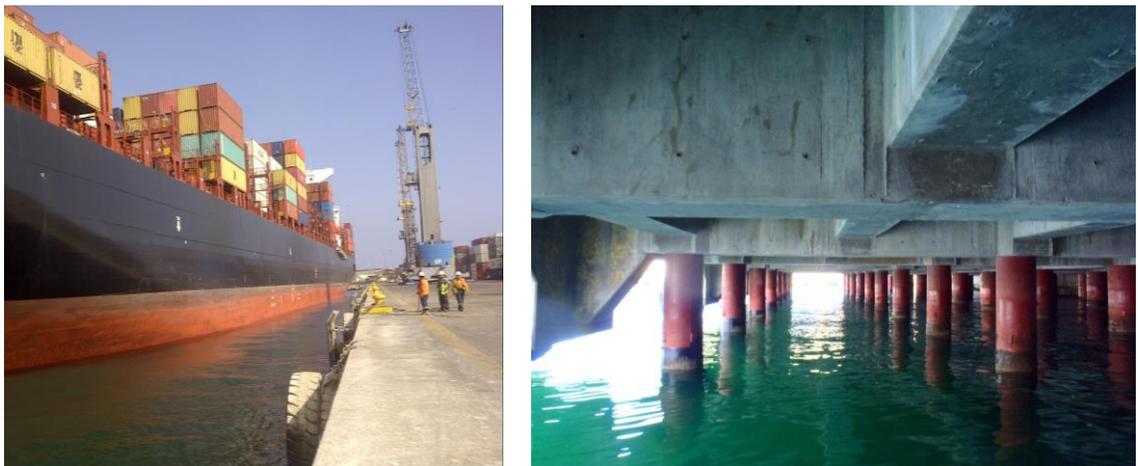


Figura 8-6: Observaciones en el muelle marginal luego del sismo

VIII.3 Coeficiente Sísmico

Los esfuerzos sísmicos que resultan del análisis tiempo historia no-lineal se indican a continuación:

Tabla VIII-2: Reacciones sísmicas

Combinación	Tipo	Reacción Long. [Tonf]	Reacción Transv. [Tonf]
THNL_U ₁	Max	6036.57	4464.89
THNL_U ₁	Min	-5385.57	-5134.10
THNL_U ₂	Max	3979.95	5592.89
THNL_U ₂	Min	-5043.26	-6897.42

De la Tabla VII-2 se obtienen el máximo coeficiente sísmico elástico en la dirección horizontal.

$$\begin{aligned}
 C_{longitudinal}^{SAP2000} &= \frac{Q_{long}}{P_{sism}} = \frac{\sqrt{6036.57^2 + 4464.89^2}}{15500} = \frac{7508.36}{15500} = 0.48 \\
 C_{transversal}^{SAP2000} &= \frac{Q_{transv}}{P_{sism}} = \frac{\sqrt{5043.26^2 + 6897.42^2}}{15500} = \frac{8544.53}{15500} = 0.55
 \end{aligned}
 \tag{8.2}$$

Donde P_{sism} es el peso sísmico y Q es el corte sísmico en la dirección horizontal.

El coeficiente sísmico extraído del modelo asociado al corte basal de la estructura se compara con el coeficiente sísmico elástico de la norma NCh433 (INN, 2009) para una roca de mala calidad geotécnica (suelo tipo B).

$$C = \frac{2.75 \cdot S \cdot A_0}{g} \cdot \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n
 \tag{8.3}$$

$$\rightarrow C_{longitudinal}(T^* = 0.50 \text{ s}) = 0.69 > C_{longitudinal}^{SAP2000}$$

$$\rightarrow C_{transversal}(T^* = 0.62 \text{ s}) = 0.51 < C_{transversal}^{SAP2000}$$

De los resultados, se obtiene que el coeficiente sísmico elástico de la norma es un 44% superior y un 7% inferior a los coeficientes sísmicos obtenidos en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Basado en el artículo de Noda y Uwave (1976) para estimar la relación entre el coeficiente sísmico y la aceleración de suelo de muros gravitacionales de molos, Saragoni (1993) desarrolló la siguiente expresión aplicada normalmente cuando hay un estudio de peligro sísmico disponible para determinar apropiadamente a_{\max} .

$$k_n = \begin{cases} 0.30 \frac{a_{\max}}{g}; & a_{\max} \leq 0.67 \text{ g} \\ 0.22 \sqrt[3]{\frac{a_{\max}}{g}}; & a_{\max} > 0.67 \text{ g} \end{cases} \quad (8.4)$$

En la ecuación anterior a_{\max} representa la aceleración horizontal máxima PGA del terremoto. De acuerdo a los resultados, la aceleración máxima horizontal de la estación T05A es de 0.3 g y así el coeficiente sísmico máximo obtenido es:

$$K_h (a_{\max} = 0.3 \text{ g}) = 0.09 \quad (8.5)$$

Para la estimación del factor de reducción de respuesta (R) debido al comportamiento inelástico del sistema estructural, existen varias metodologías propuestas por varios autores en función del tipo de suelo de fundación, aspecto que no consideran otras teorías (Miranda, 1993). Si se espera un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas, Hinojosa

(2011) recomienda para el caso de muelles conformados por pilotes verticales suministrar una resistencia reducida a la quinta parte de la necesaria por comportamiento elástico. De acuerdo a lo anterior, el coeficiente sísmico elástico resultante es:

$$C_H = R \cdot K_H = 5 \cdot 0.09 = 0.45 < C^{SAP2000} \quad (8.6)$$

De los resultados obtenidos, se tiene que el coeficiente sísmico aplicado normalmente en los estudios de riesgo sísmico es un 6% y 18% inferior a los coeficientes sísmicos obtenidos en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Por lo tanto, se deben elegir adecuadamente los coeficientes sísmicos que provee el campo de deformación que mejor se aproxime a la realidad.

VIII.4 Verificación Analítica de los Períodos Fundamentales

Si se considera que la fuerza que se genera en la estructura es proporcional a la deformación de la misma (análisis elástico de primer orden utilizado comúnmente para diseño hoy en día), se puede verificar en forma analítica el periodo fundamental del muelle para el caso de vibración libre sin amortiguamiento.

- Sentido Longitudinal:

$$K = \frac{Q_{long}}{d_{max}} = \frac{7508.36 \text{ tonf}}{2.7 \text{ cm}} = 2780.87 \text{ tonf / cm} \quad (8.7)$$

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K \cdot 980}{P_{sism}}}} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{2780.87 \cdot 980}{15500}}} = 0.48 \text{ s} \quad (8.8)$$

- Sentido Transversal:

$$K = \frac{Q_{transv}}{d_{max}} = \frac{8544.53 \text{ tonf}}{3.9 \text{ cm}} = 2190.91 \text{ tonf / cm} \quad (8.9)$$

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K \cdot 980}{P_{sism}}}} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{2190.91 \cdot 980}{15500}}} = 0.54 \text{ s} \quad (8.10)$$

Donde:

P_{sism} : peso sísmico (tonf)

Q : corte sísmico (tonf)

d_{max} : deformación horizontal máxima del tablero (cm)

K : rigidez horizontal (tonf/cm)

T : período (s)

Los períodos horizontales obtenidos en el análisis modal con los resueltos en forma analítica para el caso de vibración libre sin amortiguamiento, son aproximadamente superiores en un 4% en el sentido longitudinal y un 13% en el sentido transversal.

VIII.5 Reacciones Máximas sobre los Pilotes

En la Tabla VIII-3 se muestran las reacciones máximas con la finalidad de verificar la capacidad de carga admisible de los pilotes.

Tabla VIII-3: Reacciones máximas sobre los pilotes

Combinación	Tipo	F_{Long} [Tonf]	F_{Transv} [Tonf]	F_{Axial} [Tonf]	$M_{Flector_1}$ [Tonf·m]	$M_{Flector_2}$ [Tonf·m]	M_{Torsor} [Tonf·m]
THNL_U ₁	Max	14.853	15.673	224.917	118.024	105.328	1.626
THNL_U ₁	Min	-16.520	-18.968	-159.235	-126.381	-97.844	-1.568
THNL_U ₂	Max	14.045	22.309	230.288	163.590	73.551	1.801
THNL_U ₂	Min	-11.169	-27.287	-141.516	-162.840	-90.559	-1.933

La estimación de la capacidad de los pilotes es muy compleja debido a los cambios en la resistencia del suelo y de la rigidez de los pilotes en el relleno. De la información proveniente de las instrumentaciones dinámicas efectuadas con PDA durante la hincada de los pilotes, se estima que la capacidad de carga última supera las 500 tonf. Por tratarse de pruebas selectivas que abarcaron aproximadamente el 20% de los pilotes, no se dispone de información de este tipo para cada uno de ellos (Geovenor, 2014).

VIII.6 Rótulas Plásticas

La formulación del modelo matemático que permite estudiar la respuesta inelástica de sistemas dinámicos, depende fundamentalmente de cómo actúa cada material estructural en particular. Un aspecto importante en la capacidad de un material de responder dinámicamente en el rango inelástico está asociado con la ausencia de modos frágiles de falla. Cuando se presenta una falla frágil se viola la premisa básica de que el sistema

estructural sobreviva a la excitación dinámica. Por esta razón, para que la estructura responda dinámicamente en el rango inelástico, sin pérdida grave de resistencia y estabilidad del sistema estructural, se requiere que los materiales tenga la *ductilidad* (capacidad de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico) y *tenacidad* (capacidad de absorber energía) adecuada. En ese sentido, la deformación plástica de materiales dúctiles es una consecuencia de la existencia de ciertas imperfecciones en la red llamada *dislocaciones* (defectos de la red cristalina).

De acuerdo a la teoría plástica simplificada, el sistema estructural tendrá la *capacidad de disipar energía* (capacidad de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia) ante una sollicitación dinámica si:

- Las conexiones son rígidas y tienen la capacidad suficiente para formar las rótulas en los elementos.
- Las primeras rótulas plásticas tienen la capacidad suficiente de deformación.
- Las deformaciones se concentran en las rótulas plásticas.
- Las rótulas plásticas se forman en las secciones de máximo momento.
- Al formarse las rótulas se produce una redistribución de momentos hasta que el momento plástico se alcanza en todas las secciones críticas.
- La máxima carga se alcanza cuando se forma un mecanismo.

Para estudiar la formación de rótulas plásticas se realiza un análisis en el tiempo no-lineal, mediante el método de integración directa con el programa SAP2000 versión 16.0.0. Sin embargo, el programa de elementos finitos solo verifica comportamiento inelástico en las secciones donde se indicaron las rótulas plásticas.

En las siguientes figuras se verifica que la mayor parte de los pilotes presentan un comportamiento elástico, a excepción de la cabeza de los pilotes del lado tierra que presentan características inelásticas. El color que presentan las rótulas idealizadas indica que han pasado el límite de fluencia pero no superan el nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO). Por esta razón la funcionalidad del muelle marginal prácticamente no fue afectada por el terremoto.

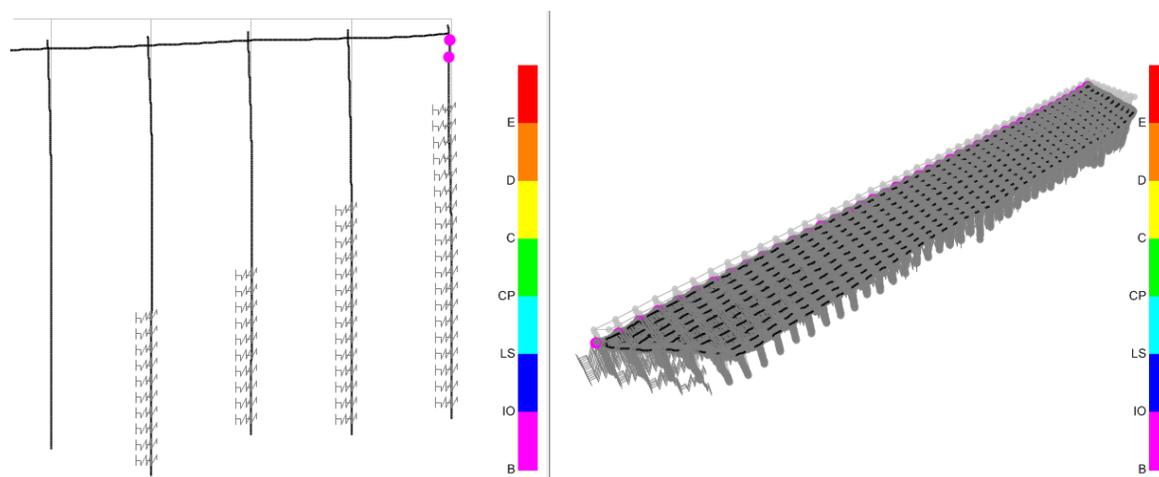


Figura 8-7: Estados extremos de las rótulas plásticas – THNL_U₁

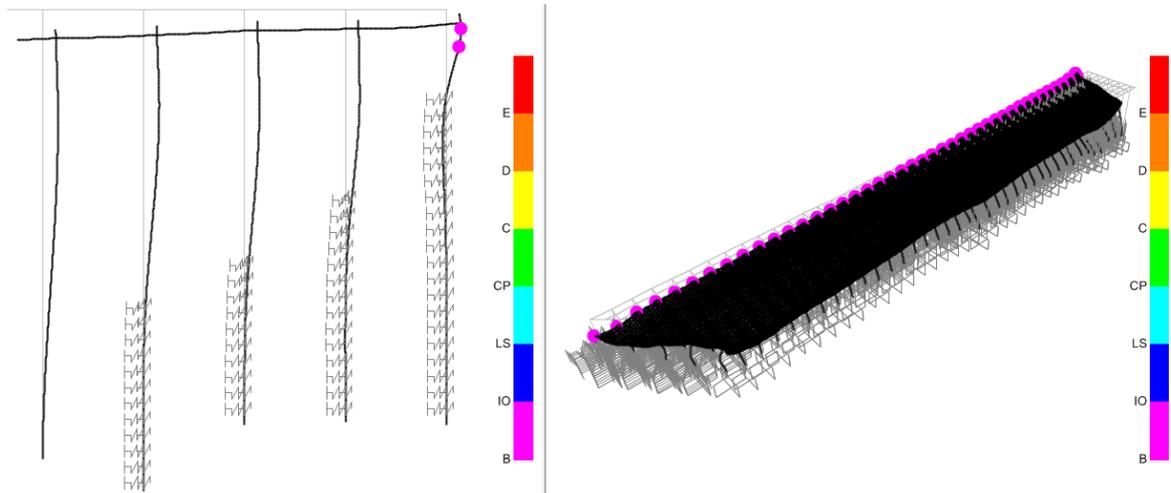


Figura 8-8: Estados extremos de las rótulas plásticas – THNL_U₂

Teóricamente, al momento del *colapso* (momento extremo en el que todos los puntos de la sección de la rótula plastifican, dicha sección pierde su capacidad para seguir absorbiendo más carga y se deforma indefinidamente bajo carga constante):

- La estructura esta en equilibrio.
- La distribución de momentos no cambia.
- Solo se producen cambios de curvatura en las rótulas plásticas.
- La deflexión solo se debe a la rotación en las rótulas plásticas.
- Se ha formado un número suficiente de rótulas para generar un mecanismo.
- El esfuerzo de momento en cualquier sección no excede el momento plástico.

IX. DISCUSION FINAL Y RECOMENDACIONES

Un aspecto muy importante fue distinguir el tipo de análisis y combinación de las acciones sísmicas. Limitar el estudio a una análisis lineal elástico reduce el rango de aplicación enormemente, pues la respuesta de la estructura sometida a los efectos de un sismo fuerte será seguramente en el rango inelástico, permitiendo que parte de la energía que impone el movimiento sísmico se pierda como energía disipada, reduciendo la energía que se convierte en energía cinética y disminuyendo así las fuerzas inerciales sobre la estructura.

Para reflejar en mejor forma la excentricidad torsional causada por las diferentes longitudes efectivas de los pilotes y buscar las direcciones de análisis que producen las sollicitaciones sísmicas más desfavorables, se realizó un análisis en el tiempo no-lineal con las tres componentes de los registros actuando simultáneamente sobre las cargas gravitacionales, pues el principio de superposición deja de ser válido al no cumplirse la premisa de comportamiento elástico lineal. No fue necesario escalar los registros por ningún factor de escala, ya que no existe incertidumbre con respecto a la magnitud en cada dirección y porque se alcanzó el momento plástico o capacidad en el 20% de los pilotes.

Los resultados confirman que la estructura fue capaz de tolerar el desplazamiento relativo producido por uno de los mayores terremotos registrado en la historia de Chile, resultando segura para incursionar en el rango inelástico de respuesta, independiente del nivel de resistencia suministrado. Sin embargo, para sismos extremos se espera una respuesta más allá del régimen elástico, debido a la energía disipada por las rótulas plásticas en la cabeza de los pilotes del lado tierra como consecuencia del empuje del terraplén y de las mayores

demandas de desplazamiento en los pilotes cortos que producen la torsión natural del tablero. Si bien se produce demanda inelástica, tal demanda es pequeña (similar a la asociada al nivel de desempeño “ocupación inmediata”), mucho menor que la asociada al nivel de desempeño “prevención de colapso”. Por esta razón, la funcionalidad del muelle marginal prácticamente no fue afectada por el terremoto.

Esto sucede debido a que en la medida se van formando las rótulas plásticas en las secciones de máximo momento, se produce una redistribución de momentos y el período de la estructura empieza a aumentar hasta que el momento plástico se alcance en todas las secciones críticas. Mientras el período sea más grande, las solicitaciones producidas en la estructura son menores y así los requerimientos pedidos a la estructura serán menores.

Los espectros de respuesta verifican el alto contenido de períodos cortos, como es el caso de los sismos subductivos costeros (a excepción del espectro de Concepción en el terremoto del Maule 2010, que sugiere una importante amplificación por efectos de suelo en el rango de períodos largos que tiene como consecuencia grandes demandas de pseudo-desplazamiento). Además, el espectro promedio de rocas fracturadas es prácticamente envolvente al espectro de pseudo-aceleración de la excitación sísmica, salvo en los *peak*.

Los modos principales de vibración presentan componentes torsionales importantes y los períodos fundamentales se ubican en la zona donde el espectro de excitación decae (“cola” del espectro), por lo tanto, la amplificación no será tan alta. De ahí que la respuesta espectral máxima se pueda dar en los modos superiores del muelle marginal, ya que si

estos coinciden con la zona del *peak* del espectro de excitación, tendrán mayor amplificación que el resto de los períodos del muelle.

Con respecto a los máximos desplazamientos sísmicos del centro de masas y reacciones máximas sobre los pilotes, éstos no superan los valores admisibles. Por lo tanto, se verifica que el muelle marginal pudo mantener sus operaciones luego del sismo.

El terraplén construido para estabilizar los gaviones y rigidizar los pilotes permaneció estable durante el evento sísmico porque tuvo la capacidad suficiente de acumular las demandas de desplazamientos, no obstante, pudo haber estado sometido a algo de movimiento pero sin colapsar. Por lo tanto, se comprueba que durante el sismo no hubo una pérdida significativa de resistencia al corte debido a la generación o aumento de la presión de poros por tratarse de un relleno granular grueso bien compactado.

En general, los registros de aceleraciones máximas se correlacionan satisfactoriamente con las curvas de atenuación en rocas duras para el terremoto, salvo en las estaciones con efectos de sitio. Además, el potencial destructivo de terremoto se correlaciona bien con los daños reales reportados por la ONEMI y el USGS.

De la revisión de los antecedentes sismogénicos del sur del Perú y en la zona norte de Chile, se estima que la magnitud del terremoto que puede ocurrir en el lugar podría alcanzar un valor del orden de $M_w=8.2$ en el segmento cargado, sin embargo, no se puede descartar un sismo aún mayor ni determinar cuándo esto puede ocurrir. Por lo tanto, se

sugiere recopilar los antecedentes del evento sísmico para prevenir pérdidas tanto humanas como materiales. En este contexto, el peligro sísmico es una de las herramientas más utilizadas en la prevención de dichas pérdidas, ya que permite estimar la amplitud de los movimientos del suelo ante eventuales sismos futuros. Estos nuevos datos obtenidos son esenciales para tener mayor información de las cualidades de los sismos en la zona norte, actualizar el cálculo de la peligrosidad sísmica de la región, generar un espectro específico que considere las características geológicas, geotécnicas y sismogénicas del lugar, etc.

Con el objetivo de perfeccionar los resultados de este estudio y/o abrir otros frentes de investigación, se recomienda para trabajos futuros:

- Determinar la máxima capacidad de la estructura, ya sea en términos de resistencia o de deformación, amplificando la excitación sísmica por un factor de escala.
- Estimar la ductilidad μ (cociente entre la deformación plástica en donde se alcanza el mecanismo de colapso y la máxima deformación elástica) y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R debido al comportamiento inelástico del sistema estructural, mediante un análisis estático no-lineal Pushover en función del tipo de suelo de fundación (Miranda, 1993).
- Precisar el daño estructural mediante una inspección basada en vibraciones ambientales para estimar las propiedades dinámicas del muelle (Andersen, 1997). Esto se debe a que los parámetros físicos de la estructura pueden haber variado considerablemente respecto de los valores considerados en la etapa de diseño, especialmente la rigidez de los elementos.

BIBLIOGRAFIA

Andersen, P. (1997). Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models. *PhD. Thesis. Aalborg, Denmark. Aalborg University, Department of Building Technology and Structural Engineering. 258 p.*

Araya, R. y Saragoni, G.R. (1984). Earthquake acelerogram destructiviness potential factor. *8th World Conference on Eartquake Engineering, San Francisco, USA.*

Astroza, M. (2009). Efectos de los terremotos chilenos en las obras civiles. *Departamento de Ingeniería Civil –FCFM. Universidad de Chile.*

ASCE/COPRI 61-14 (2014). Seismic Design of Piers and Wharves. American Society of Civil Engineers. 2014/90pp.

Barrientos, S. (2014). Informe Técnico: Terremoto de Iquique, Mw=8.2. *Centro Sismológico Nacional. Universidad de Chile.*

Becerra, A. (2014). Seismic microzoning of Arica and Iquique, Chile. *Thesis for the degree of Master in Science in Engineering. PUC.*

Boroschek, R. (2000). Bases Metodológicas. Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. *Centro colaborador OPS/OMS para mitigación de desastres en establecimientos de salud. Universidad de Chile.*

Boroschek, R. y Soto, P. (2014). Informe Preliminar N°1: Terremoto norte Chile, 1 de abril de 2014, Mw=8.2. *Red Nacional de Acelerógrafos. Universidad de Chile.*

Brunet, S. (2012). Comportamiento Sísmico de Estructuras de Puerto. *Trabajo de titulación para optar el grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica. PUC.*

Deere et al, (1967). Design of Surface or and near-surface construction in rock. *Society of Mining Engineers of AIME, New York, pp. 237-302.*

FEMA-356 (2000). Prestandard and Comentario for the Seismic Rehabilitation of Building. *Washington, D.C.*

Geovenor (2014). Estimación de la Capacidad de Carga Pilotes Existentes – Sitio 4. Puerto de Iquique. *Ingenieros Consultores en Geotécnia.*

Hinojosa, J. (2011). Factor de reducción de respuesta y ductilidad en muelles. *Trabajo de titulación para optar el grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica. PUC.*

Instituto Nacional de Normalización (2012). NCh433.Of97: Diseño sísmico de edificios. *Modificada en 2012.*

ITI (2003). Informe de riesgo sísmico para la ampliación de un muelle antisísmico - Sitio 4. *Iquique Terminal Internacional (ITI).*

Miranda, E. (1993). Site-dependent strength reduction factors. *Journal of Structural Engineering. ASCE, 119 (12), 3503-3519.*

Noda, S. y Uwave, T. (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywalls. *6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.*

Pinto, L. (2016). Determinación de efectos de sitio en las estaciones sismológicas de la región de Tarapacá. *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.*

POLA (2004). Commentary to the Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves. *Port of Los Angeles.*

Ruiz, S. y Saragoni, G.R. (2005). Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo. *IX Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, 16-19 Noviembre 2005.*

Sabatino, J.A. (2012). La función económica de los puertos. *Sabatino Pizzolante Abogados Marítimos y Comerciales.*

Saragoni, G.R. (1993). Análisis de Riesgo Sísmico para la Reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *6tas Jornadas Chilenas de sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 1993, Vol. II, pp. 165-178.*

Saragoni, G.R., Sáez, A. y Holmberg, A. (1989). Factor Potencial Destructivo y Potencial Destructivo del Terremoto de Chile de 1985. *5tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del mar, Chile, 1989, Vol. 1, pp. 369-378.*

Thoresen, C.A. (2003). Port Designer's Handbook. *Thomas Tel., pp. 1-549.*

USGS (2014). Mapa de intensidad percibida del terremoto de Iquique 1 de abril de 2014, máxima IX Mercalli. *Consultado el 6 de febrero de 2016.*

ANEXOS

ANEXO A: ROTULAS PLASTICAS

En las siguientes tablas se muestra el resultado de las rótulas plásticas simplificadas que superan el límite de fluencia.

Tabla A-1: Rótulas plásticas que superan el límite de fluencia – THNL_U₁

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R ₂ Plastic [Rad]	R ₃ Plastic [Rad]	Hinge State	Hinge Status
2993H2	Max	M33	0.000	167.184	0.00000	0.00021	B to <= C	A to <= IO
2993H1	Min	M22	-167.184	0.000	-0.00022	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2993H2	Min	M33	0.000	-167.183	0.00000	-0.00003	B to <= C	A to <= IO
2996H2	Max	M33	0.000	167.184	0.00000	0.00020	B to <= C	A to <= IO
2999H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3000H1	Max	M22	561.429	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3000H1	Min	M22	-561.430	0.000	-0.00035	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3004H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3004H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3008H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3008H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3012H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3012H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00001	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3012H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3016H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3016H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00003	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3016H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3020H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3020H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00006	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3020H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3024H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3024H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00011	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3024H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3028H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3028H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00018	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3028H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	-0.00001	B to <= C	A to <= IO
3032H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00010	B to <= C	A to <= IO
3032H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00025	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3032H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R _{2 Plastic} [Rad]	R _{3 Plastic} [Rad]	Hinge State	Hinge Status
3035H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3036H1	Max	M22	561.428	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3036H2	Max	M33	0.000	561.424	0.00000	0.00002	B to <= C	A to <= IO
3036H1	Min	M22	-561.429	0.000	-0.00033	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3040H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3040H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3044H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3044H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3048H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3048H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3052H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3052H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3056H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3056H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3060H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3060H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3064H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3064H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3068H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3068H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3072H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3072H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3076H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3076H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3080H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3080H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3084H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3084H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3088H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3088H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3092H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3092H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3096H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3096H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3100H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3100H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3104H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3104H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R ₂ Plastic [Rad]	R ₃ Plastic [Rad]	Hinge State	Hinge Status
3108H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3108H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3112H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3112H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3116H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3116H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3120H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3120H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3124H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3124H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3128H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3128H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3132H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3132H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3136H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3136H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3140H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3140H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3144H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3144H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3148H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00011	B to <= C	A to <= IO
3148H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3152H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00009	B to <= C	A to <= IO
3152H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3156H2	Max	M33	0.000	561.425	0.00000	0.00008	B to <= C	A to <= IO
3156H2	Min	M33	0.000	-561.424	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO

Tabla A-2: Rótulas plásticas que superan el límite de fluencia – THNL_U₂

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R ₂ Plastic [Rad]	R ₃ Plastic [Rad]	Hinge State	Hinge Status
2992H1	Max	M22	167.183	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2992H1	Min	M22	-167.183	0.000	-0.00015	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2993H1	Max	M22	167.190	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2993H1	Min	M22	-167.192	0.000	-0.00108	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2993H2	Min	M33	0.000	-167.183	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2996H1	Min	M22	-167.184	0.000	-0.00019	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2999H1	Max	M22	561.429	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
2999H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00033	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3000H1	Max	M22	561.432	0.000	0.00022	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3000H1	Min	M22	-561.448	0.000	-0.00117	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3003H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3004H1	Max	M22	561.436	0.000	0.00002	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3004H1	Min	M22	-561.436	0.000	-0.00074	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3007H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3008H1	Max	M22	561.438	0.000	0.00005	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3008H1	Min	M22	-561.438	0.000	-0.00084	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3011H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00001	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3012H1	Max	M22	561.440	0.000	0.00007	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3012H1	Min	M22	-561.440	0.000	-0.00094	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3015H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00003	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3016H1	Max	M22	561.441	0.000	0.00009	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3016H1	Min	M22	-561.441	0.000	-0.00101	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3019H1	Max	M22	561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3019H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00006	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3020H1	Max	M22	561.443	0.000	0.00011	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3020H1	Min	M22	-561.443	0.000	-0.00107	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3023H1	Max	M22	561.425	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3023H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00011	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3024H1	Max	M22	561.444	0.000	0.00014	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3024H1	Min	M22	-561.444	0.000	-0.00113	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3027H1	Max	M22	561.426	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3027H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00016	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3028H1	Max	M22	561.445	0.000	0.00016	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3028H1	Min	M22	-561.446	0.000	-0.00118	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3031H1	Max	M22	561.427	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3031H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00022	0.00000	B to <= C	A to <= IO

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R ₂ Plastic [Rad]	R ₃ Plastic [Rad]	Hinge State	Hinge Status
3032H1	Max	M22	561.447	0.000	0.00016	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3032H1	Min	M22	-561.447	0.000	-0.00122	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3035H1	Max	M22	561.429	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3035H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00030	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3036H1	Max	M22	561.448	0.000	0.00019	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3036H1	Min	M22	-561.448	0.000	-0.00122	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3039H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3040H1	Max	M22	561.434	0.000	0.00001	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3040H1	Min	M22	-561.434	0.000	-0.00066	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3043H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3044H1	Max	M22	561.433	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3044H1	Min	M22	-561.433	0.000	-0.00057	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3047H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3048H1	Max	M22	561.431	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3048H1	Min	M22	-561.431	0.000	-0.00050	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3051H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3052H1	Max	M22	561.430	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3052H1	Min	M22	-561.430	0.000	-0.00042	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3055H1	Min	M22	-561.424	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3056H1	Max	M22	561.428	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3056H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00034	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3060H1	Max	M22	561.428	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3060H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00030	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3064H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00027	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3068H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00025	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3072H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00022	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3076H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00020	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3080H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00017	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3084H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00016	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3088H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00014	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3092H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00013	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3096H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00011	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3100H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00009	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3104H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00008	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3108H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00007	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3112H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00007	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3116H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00008	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3120H1	Min	M22	-561.425	0.000	-0.00011	0.00000	B to <= C	A to <= IO

Hinge	Type	Assign Hinge	M ₂ [Tonf·m]	M ₃ [Tonf·m]	R ₂ Plastic [Rad]	R ₃ Plastic [Rad]	Hinge State	Hinge Status
3124H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00014	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3128H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00017	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3132H1	Min	M22	-561.426	0.000	-0.00020	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3136H1	Max	M22	561.427	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3136H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00022	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3140H1	Max	M22	561.428	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3140H1	Min	M22	-561.427	0.000	-0.00027	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3143H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00001	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3144H1	Max	M22	561.428	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3144H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00031	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3147H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00002	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3148H1	Max	M22	561.429	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3148H1	Min	M22	-561.428	0.000	-0.00034	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3151H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00003	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3152H1	Max	M22	561.431	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3152H1	Min	M22	-561.429	0.000	-0.00042	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3155H1	Min	M22	-561.424	0.000	-0.00004	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3156H1	Max	M22	561.432	0.000	0.00000	0.00000	B to <= C	A to <= IO
3156H1	Min	M22	-561.431	0.000	-0.00049	0.00000	B to <= C	A to <= IO