




TERMINAL PUERTO ARICA S.A.

**EVALUACIÓN ESTABILIDAD Y DISEÑO
REHABILITACIÓN SITIO N°1 - PUERTO DE ARICA**

INGENIERÍA GENERAL

**INFORME DIAGNÓSTICO Y ANÁLISIS ALTERNATIVAS
REHABILITACIÓN SITIO N°1**

B	01-12-2015	Emitido para revisión Cliente	LCP	LCP	DGD			
A	29-11-2015	Emitido para información	LCP	LCP	DGD			
Rev.	Fecha	Descripción	Por	Rev.	Aprob.	J.P	Cliente	
								
			DOCUMENTO No					REV
			682 - IT - 05					B

CONTENIDO

1. Resumen Ejecutivo	4
2. Introducción.....	6
3. Objetivo	6
4. Alcance	6
5. LIMITE DE BATERÍA.....	7
6. RECOPIACIÓN & ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	7
6.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO N°1	7
6.2 RECOPIACIÓN ANTECEDENTES	9
6.2.1 Eventos Sísmicos Mayores.....	10
6.2.2 LINEA DE TIEMPO	10
6.3 ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	10
6.3.1 SITUACIÓN ORIGINAL	10
6.3.2 SITUACIÓN POST TERREMOTO AGOSTO 1987	12
6.3.3 SITUACIÓN POST TERREMOTO JUNIO 2001	13
6.3.4 SITUACIÓN ACTUAL POST TERREMOTO ABRIL 2014	13
6.4 EJECUCIÓN DE CALICATAS	15
6.5 EVALUACIÓN DE ANTECEDENTES.....	16
7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN SITIO N°1	17
7.1 ANÁLISIS DE DAÑOS.....	17
7.2 ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN	18
7.2.1 Alternativa 1	18
7.2.2 Alternativa 2	19
7.2.3 Alternativa 3	20
7.3 SELECCIÓN SOLUCIÓN TÉCNICA DE REPARACIÓN	21
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	24
9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	25

Listado de Figuras

<i>Figura 1: Vista aérea del Puerto de Arica</i>	7
<i>Figura 2: Sección transversal de muros Sitio N° 1 del Puerto de Arica</i>	8
<i>Figura 3: Diagrama de recopilación de antecedentes</i>	9
<i>Figura 4: Línea de tiempo del Puerto de Arica</i>	10
<i>Figura 5: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con enrocados</i>	19
<i>Figura 6: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con anclaje atirantado</i>	20
<i>Figura 7: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con hormigón</i>	21

Listado de Tablas

<i>Tabla 6.1 Valores Críticos de Falla para Muros del Sitio N° 1</i>	17
<i>Tabla 7.1 Ventajas y Desventajas Alternativa 1</i>	22
<i>Tabla 7.2 Ventajas y Desventajas Alternativa 2</i>	22
<i>Tabla 7.3 Ventajas y Desventajas Alternativa 3</i>	23

Listado de Anexos

Anexo A

Resumen de Análisis de Estabilidad Sitio 1, Situación Original

Anexo B

Calastro de Daños del Sitio N° 1

Anexo C

Calicatas Sitio N° 1

1. Resumen Ejecutivo

En el presente estudio se plantean tres alternativas para la rehabilitación del Sitio N° 1 del Puerto de Arica y restituir en lo posible las condiciones iniciales de diseño.

Del análisis de los antecedentes disponibles, se pudo determinar las condiciones iniciales de diseño bajo ciertos criterios utilizados normalmente en proyectos de Obras Portuarias de similares características. Con ello se determinó el coeficiente sísmico con el cual se habría realizado el diseño del conjunto de muro - cajón y muro coronamiento del Sitio N° 1. De estos datos y las exploraciones y prospecciones realizadas en la visita del 11-11-2015, se analizó el comportamiento que tuvieron los muros del Sitio ante las solicitaciones sísmicas en la ciudad de Arica.

Lo anterior, sirvió de línea base para elaborar y plantear las alternativas para la rehabilitación del Sitio N° 1 que se indican a continuación.

Cabe hacer presente que antes de materializar cualquiera de las alternativas señaladas a continuación, se debe realizar la reparación de los parapetos de los muros cajones y restituir su relleno interior con hormigón en situ, como también la reparación de los pavimentos del delantal, situaciones no incluida en el presente informe debido a que son obras comunes para todas las alternativas.

- Alternativa 1

Esta alternativa considera que en el Sitio N° 1 no atracarán naves mayores, es decir, solo lo harán embarcaciones menores de muy bajo calado. Considera la incorporación de prisma de enrocado en el frente de atraque hasta una cota que permita el normal desarrollo del atraque de estas naves menores. Este prisma impedirá el aumento de la inclinación del muro y su deslizamiento.

- Alternativa 2

Esta alternativa considera en conjunto con levantar el pavimento del Sitio N° 1, realizar excavaciones mayores puntuales para instalar tirantes fuera de la superficie de falla, de manera de generar anclajes para tramos de muros y con ello impedir que aumente el deslizamiento y el giro de los mismos.

- Alternativa 3

Esta alternativa considera realizar una ampliación del muro de coronamiento en el trasdós de manera de aumentar el peso del conjunto muro coronamiento - muro cajón, y con ello aumentar las fuerzas resistentes a las solicitaciones de empujes sísmicos. Para ello se deberá realizar una excavación en el delantal del Sitio 1 en toda su longitud.

Con las alternativas propuestas se realizó un análisis comparativo considerando criterios técnicos y de seguridad (operación del frente, operación del Sitio, contaminación, entre otras), lo que concluyó que la mejor alternativa desde el punto de vista técnico y que recomendamos es la alternativa 2.

Posteriormente, con el objeto de que Terminal Puerto Arica disponga de mayores antecedentes para la selección de la alternativa a desarrollar, se presenta una estimación aproximada de los costos involucrados en cada una de las alternativas propuestas.

2. Introducción

Terminal Puerto de Arica S.A. (TPA), empresa concesionaria de los frentes de atraque Sitios N°1 al N°5 del Puerto de Arica, en la Región de Arica - Parinacota, encargó a la empresa Calbuco Ingenieros Ltda. ("Calbuco") los servicios de ingeniería para ejecución de estudios y diseño asociados a la rehabilitación y/o reparación de las obras de Infraestructura que se indican:

- Agrietamiento del pavimento en sitio N°5.
- Muro delantal de los sitios N°3, N°4 y N°5.
- Estabilidad Sitio N°1.

En este documento se analiza la estabilidad del Sitio 1 (muro cajón y de coronamiento) de manera de restablecer sus condiciones iniciales con que fuera diseñado.

Cabe hacer presente que el Puerto de Arica en particular el Sitio N°1, fue construido en la década de los años 50, y actualmente cuenta con más de 50 años desde su puesta en operación, con lo cual ya habría cumplido su vida útil. Sin embargo, se desarrollará un análisis de las condiciones actuales, luego de transcurrida su vida útil y de los eventos sísmicos que han afectado a la ciudad de Arica.

3. Objetivo

El objetivo del presente informe técnico es establecer un diagnóstico de la situación actual de la estabilidad del Sitio N° 1 y determinar la mejor alternativa de reparación para restablecer las condiciones iniciales del Sitio.

4. Alcance

En los alcances del presente documento se consideran las siguientes actividades:

- Recopilación y análisis de antecedentes
 - Ubicación y descripción del Sitio
 - Recopilación de antecedentes
 - Análisis de antecedentes
 - Ejecución de calicatas
 - Evaluación de antecedentes
- Análisis de alternativas de Reparación
 - Análisis de daños
 - Alternativas de reparación
 - Selección de alternativa de reparación
 - Cubicaciones y costos
- Conclusiones y Recomendaciones

5. LIMITE DE BATERÍA

El límite de batería corresponde a la zona comprendida al muro de coronamiento, muro cajón y zona de rellenos del trasdós del muro del Sitio N° 1 del puerto de Arica.

6. RECOPIACIÓN & ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

6.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL SITIO N°1

El Sitio N°1 concesionado por TPA se encuentra al extremo norte del Puerto de Arica en la Región de Arica - Parinacota.

En la figura a continuación se puede apreciar una vista general del puerto con los distintos sitios de atraque.



Figura 1: Vista aérea del Puerto de Arica

El Sitio N° 1 está ubicado en el inicio de la parte central de la poza con una longitud aproximada de 250 m, y con profundidades variables en el frente de atraque entre los 2,0 m y 4,0 m.

La estructuración de este Sitio está constituido por dos zona. La primera de ellas desde el inicio del Sitio hasta la Bita N° 1 por muros cajones de hormigón armado de 5 m de altura y de 4,5 m de ancho en su base, rellenos con material granular u hormigón pobre, y sobre éste un muro de coronamiento de hormigón en situ de 2,6 m de altura. El muro cajón tiene una inclinación de 1:10 (H.V) en ambas paredes.

La parte final del Sitio N° 1, desde la Bitá 1 a la Bitá 3, está conformada por gaviones de 16,30 m de diámetro e intergaviones de 4,585 m de radio, formados por tablestacas planas de 400 mm de ancho, alineados paralelos a la línea de atraque.

Los gaviones como los intergaviones de conexión fueron rellenos interiormente con un conglomerado de ripio con arena hasta la cota +1,40 m. En este sector el frente de atraque está constituido por una plataforma de alivio conformada por un muro tipo "L" apoyado sobre pilotes de rieles en el interior de los gaviones e intergaviones. El muro contempla una zapata comda de 4,50 m de ancho y espesor variable entre 0,6 y 0,7 m, y está dividido en módulos de 34,848 m, cuya zapata se encuentra apoyada a la cota + 1,60 m sobre los pilotes.

En la figura a continuación, se presenta un esquema del sistema de cajones del Sitio N° 1.

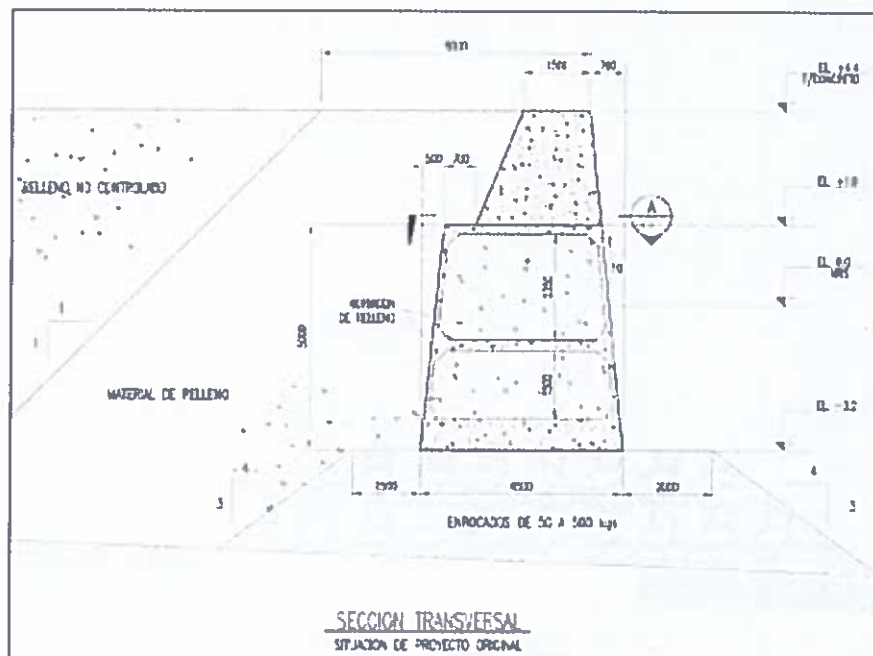


Figura 2: Sección transversal de muros Sitio N° 1 del Puerto de Anca

6.2 RECOPILACIÓN ANTECEDENTES

Los documentos que se **tuvieron** presente para la recopilación de antecedentes se encuentran detallados en el capítulo de referencias, y sirvieron de información para **determinar** las condiciones iniciales de diseño de los muros, los que se **complementaron** con las **nuevas prospecciones** e inspección durante la visita de personal de Calbuco del mes de noviembre del 2015 al Sitio 1.

Cabe hacer presente que en la redacción del presente informe no se incluyen los antecedentes de los informes de Contratistas de TPA de las Calicatas y de la Inspección Submarina, por no estar disponible a la fecha de preparación del informe. Se utilizó lo observado por el personal de Calbuco en la visita, una vez que se cuente con los antecedentes de los contratista, se complementará el informe si la información entregada así lo amerita.



Figura 3: Diagrama de recopilación de antecedentes

Con el fin de tener una visión global se recopiló la información desde el inicio de la construcción de este Sitio, incluyendo las reparaciones por los eventos sísmicos de mayor envergadura que han ocurrido en el Puerto de Arica.

6.2.1 Eventos Sísmicos Mayores

Según el centro sismológico nacional de la Universidad de Chile los principales terremotos ocurridos en la zona desde la construcción del Puerto de Arica fueron los siguientes:

- 08/08/1987 Terremoto de Arica; Magnitud $M=7,1$; hipocentro 37 km
- 23/06/2001 Terremoto de Ocoña (Perú); Magnitud $M=8,4$; hipocentro 33 km
- 01/04/2014 Terremoto de Iquique; Magnitud $M=8,2$; hipocentro 20 km

6.2.2 LINEA DE TIEMPO

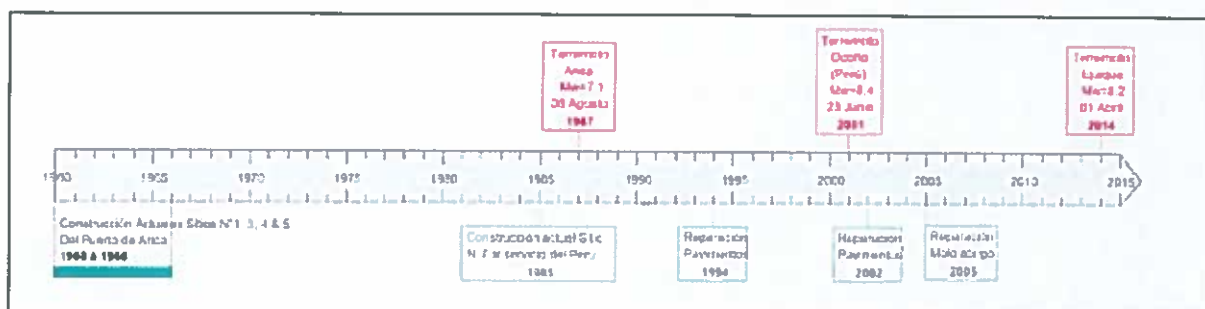


Figura 4: Línea de tiempo del Puerto de Arica

6.3 ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

A continuación se hace un análisis de la información obtenida de los antecedentes recopilados.

6.3.1 SITUACIÓN ORIGINAL

Sobre la base de los antecedentes disponibles, se realiza un análisis con el objeto de poder determinar las condiciones iniciales del diseño del muro cajón del Sitio N° 1, dado que no se cuenta con una memoria de cálculo en que describan las bases y criterios de diseño originales.

Para tales efectos, a continuación se detallan los criterios y condiciones utilizados para el análisis de la estabilidad del muro cajón del Sitio N° 1, con lo cual se determina la capacidad sísmica del Sitio (coeficiente sísmico mínimo para inducir falla).

Geometría de la estructura

El esquema de la estructura del muro cajón se muestra en la Figura 2. Cada cajón tiene una longitud de 6 m cuya base de 4,5 m está a la cota -3,2 m NRS y su parte superior de 3,5 m está a en la cota +1,8 m NRS. Sobre este cajón se construyó un muro de coronamiento de hormigón in situ cuya base de 2,8 m está en contacto con el muro cajón y su coronamiento de 1,5 m está en la cota +4,4 m NRS.

Materiales

- **Hormigón armado y en situ:**
 $\gamma_{armado} = 2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{en\ masa} = 2,2 \text{ t/m}^3$, Coef. roce entre hormigón (μ)=0,5
- **Relleno en trasdós del muro:**

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	38°
Peso específico seco	(γ_{seco})	=	1,85 t/m ³
Peso específico sat.	(γ_{sat})	=	2,03 t/m ³
Ángulo fricción suelo- pared	(δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós	(i)	=	0°
- **Enrocado de la base del Cajón:**

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m ²
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m ²
Superficie en compresión mínima	=	60%
Coef. roce cajón enrocado (μ_{roca})	=	0,6
- **Agua de mar:**

Peso específico	($\gamma_{agua\ mar}$)	=	1,025 t/m ³
Amplitud marea	=	1,8 m	
Agua Residual	=	+0,6 m NRS	
- **Solicitaciones:**

Peso propio	=	peso estructura
Sobrecargas:		
Estática	(q_{est})	= variable entre 2,0 y 2,5 t/m ²
Sísmica	(q_{sis})	= 1/2 q_{est}
Grúa		

Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.

- Empujes de suelos
Según Mononobe - Okabe, método tradicional (Norma Japonesa)
- Combinaciones de Cargas
 - Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
 - Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
 - Carga de peso propio + grúa + agua (no controla, no se analiza)
- Factores de Seguridad

Deslizamiento Estático	=	1,2
Deslizamiento Sísmico	=	1,0
Volcamiento Estático	=	1,2
Volcamiento Sísmico	=	1,1

Con los datos anteriores se efectúa el análisis y se determina el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable, es decir, cumple con los factores de seguridad y el porcentaje de compresión establecidos.

En el Anexo A se entrega un resumen con los análisis realizados.

Del análisis efectuado con los criterios señalados anteriormente, se concluye que la estabilidad del Sitio 1 está condicionado para resistir una sollicitación sísmica, cuyo coeficiente sísmico es de $K_h = 0,13$. Con sollicitaciones sísmicas cuyo coeficiente sísmico sea superior al indicado, la estructura no cumple con el factor de seguridad al deslizamiento sísmico y tampoco con el porcentaje mínimo de compresión en su base. Por tanto, de existir sollicitaciones mayores a las indicadas, se espera que el muro pueda tener deslizamiento y un giro en su base.

6.3.2 SITUACIÓN POST TERREMOTO AGOSTO 1987

El sismo en Arica del 08 de Agosto de 1987 tuvo una Magnitud $M=7,1$ con un hipocentro de 37 km, cuyo epicentro se ubicó a 69 km de Arica, el cual produjo deterioro en algunas de las estructuras del puerto de Arica, en particular en los pavimentos de los Sitios que conforman el puerto.

Este sismo de acuerdo con la Ref 17, para un desplazamiento de 5 cm en el coronamiento del muro del Sitio 1 del Puerto de Arica, nos entrega un coeficiente sísmico de diseño $K_h = 0,08$, muy inferior al obtenido en el acápite anterior, lo que nos indicaría que el sismo no induce sollicitaciones mayores a las de diseño.

Los problemas de grietas y desplazamiento de los muros del Sitio Nº 1 son producto del deterioro de las paredes de la estructura de los cajones (más de 50

años) que ha permitido el escurrimiento de su contenido y con ello disminuir los factores de seguridad de diseño.

Posterior al sismo se procedió a la demolición de pavimentos y compactación de las bases con aporte de material de relleno seleccionado para recuperar los niveles y la operación de los sitios. Sin embargo, en los cajones que conforman el Sitio 1, solo se han realizado reparaciones muy puntuales, que no han restablecido sus condiciones iniciales.

6.3.3 SITUACIÓN POST TERREMOTO JUNIO 2001

El sismo que se produjo el 23 de Junio del 2001 tuvo una magnitud Richter $M=8,4$ (Ref. 6), con aceleraciones máximas medidas en Estación IDIEM Costanera de:

- Dirección N – S : 0.330 g
- Dirección E – W : 0.268 g

Dada la orientación de la línea de muro cajón del Sitio N° 1 respecto de las resultantes de las aceleraciones máximas se tiene que para el Sitio N° 1 se presentó el mayor valor de la aceleración máxima perpendicular a dicha línea (0,149 g). De acuerdo a las recomendaciones de la Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras de la DOP (Ref 18), por aceptar desplazamientos horizontales durante el sismo, se asume un coeficiente sísmico de diseño de 0,5 aceleración máxima efectiva. Por tanto, el coeficiente sísmico de diseño que habría que adoptar en consideración al sismo del 2001 sería de $K_n= 0,08$, valor inferior al obtenido para el diseño original.

Por lo expuesto, se puede mencionar que el sismo del 2001 no induce solicitaciones sísmicas mayores a las de diseño, por lo que no afecta el comportamiento estructural del muro del sitio N° 1, y solo afecta los rellenos no compactados originalmente. Cabe hacer presente, que al no ser reparado las paredes, ni reconstituido el contenido de los cajones, éstos presentan condiciones muy desfavorable desde el punto de vista de estabilidad ante solicitaciones sísmicas, incluso menores a las diseño.

6.3.4 SITUACIÓN ACTUAL POST TERREMOTO ABRIL 2014

El sismo del 01 de Abril del 2014 tuvo un epicentro en el mar a 92 km de Iquique, y a una profundidad de 20 km, con una magnitud de $M= 8,2$, con aceleraciones máximas medidas en el cerro La Cruz de 0,13 g, cuyo valor es inferior al del sismo del año 2001.

Por tanto, en forma análoga al caso anterior, el sismo del año 2014 no induce solicitaciones sísmicas mayores que las de diseño, y las grietas y

deslizamiento son producto del deterioro de los cajones y no atribuible a las sollicitaciones sísmicas.

Catastro de Daños

En el Anexo B se entrega un catastro de los daños del Sitio N° 1, los que fueron obtenidos de la visita a terreno del 11-11-2015.

A continuación se presenta un detalle con el estado de algunos de los muros cajones.





En resumen, se puede mencionar que los cajones se encuentran desaplomados con inclinaciones variables de hasta 6° hacia la poza, tal como se menciona en el informe de la Ref. 19, y con deterioros importantes en su pared hacia lado mar. Adicionalmente, en algunos cajones las separaciones entre ellos es del orden de 20 cm, lo que posibilita el escurrimiento del material fino del trasdós hacia la poza debido a las variaciones de marea.

6.4 EJECUCIÓN DE CALICATAS

En el delantal del Sitio N° 1, se ejecutaron dos calicatas de aproximadamente 3 m x 3 m, con una profundidad también aproximada de 2,6 m. El resultado de la estratigrafía y ubicación de las mismas se obtuvo de la visita del 11-11-2015, y se detallan en el Anexo C.



Calicata N° 1



Calicata N° 1



Calicata N° 2



Calicata N° 2

En ambas calicatas se llegó con la excavación hasta el coronamiento del muro cajón. De acuerdo con la estratigrafía de las calicatas se puede mencionar que en ambas se presenta un pavimento superior de 30 cm y bajo éste un suelo formado por un conglomerado de material compuesto de gravas arenosa con clastos de gran tamaño de aristas angulosas, con arenas de granos medianos a finos, con poco contenido de finos. Material no seleccionado de compactación baja, vaciado por volteo, humedad baja con algo de finos. No hay influencia del agua de mar a la profundidad de las calicatas.

6.5 EVALUACIÓN DE ANTECEDENTES

Con los antecedentes disponibles se determinan las condiciones de falla del Sitio N° 1 para su diseño original, donde se analizan situaciones de carga estática más sobrecarga estática y agua; carga sísmica más sismo y agua. De ellas se obtiene el coeficiente sísmico mínimo que cumple con los factores de seguridad y el porcentaje de apoyo de la fundación (cajón) en su base.

En el Anexo A se entrega un resumen con los análisis efectuados los que se encuentran en detalle en el documento correspondiente a la memoria de cálculo Diseño Reparación del Sitio N° 1.

Adicionalmente a lo anterior, se realiza un análisis de la situación actual en que se encuentran los muros del Sitio N° 1, y se determinan las condiciones de falla y sus coeficientes sísmicos mínimos para las diferentes situaciones en que se encuentra el Sitio. Se realizan los análisis para las mismas condiciones que para el diseño original, pero se incorporan las variables tales como inclinación del muro, falta de relleno en el interior de cajones, nuevos parámetros del suelo encontrado en las calicatas y quedades en las paredes del muro cajón.

Del análisis efectuado, cuyo resumen se encuentra en el Anexo D, se puede concluir que gran parte de los muros que conforman el Sitio N° 1, se encuentran

en una situación de falla local y global ante nuevas solicitaciones sísmicas de envengaduras menores a las ya descritas anteriormente.

En la Tabla siguiente se entrega un resumen con los valores críticos de falla para la estructura.

Tabla 6.1 Valores Críticos de Falla para Muros del Sitio N° 1

Inclinación (°)	Estado de relleno interior cajón	Fricción suelo, ϕ (°)	Coeficiente sísmico Kh	Sobrecarga Normal (t/m^2)	Criterio de Falla
0 *	Original	38	0,13	2,0	% compresión
0 **	Total	42	0,11	2,0	% compresión
0 **	Relleno superior	42	0,09	2,0	% compresión
-6 **	Total	42	0,06	2,0	% compresión
-6 **	Relleno superior	42	0,04	2,0	% compresión

Nota: * Condición de diseño original, método tradicional
** Condición actual, método triángulo invertido

7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN SITIO N°1

Con el objeto de restituir las condiciones de diseño original del Sitio 1, se efectúa un análisis de las posibles alternativas que pudieran materializarse para la recuperación del Sitio N° 1 con las restricciones en su operación determinadas por Terminal Puerto Arica.

7.1 ANÁLISIS DE DAÑOS

La mayor parte de los daños del Sitio N° 1 se presenta en las paredes de los cajones del lado de la poza, que originaron pérdida en los rellenos interiores de los cajones; daños en los pavimentos del delantal debido a asentamientos del suelo bajo el pavimento producto de acomodación del mismo (material no compactado) por solicitaciones sísmicas; por pérdida de material en el trasdós a través de separaciones entre cajones y por giro o deslizamiento de los cajones.

La mayor concentración de daños es en las paredes de los cajones con pérdida de material, y la inclinación de los muros, lo que ha originado una pérdida de la capacidad sísmica del Sitio. Cabe hacer presente que esta pérdida de capacidad sísmica del Sitio no es producto de los sismos que han afectado a la ciudad de Arica, sino que son producto del deterioro de los cajones (más de 50 años) que han permitido la pérdida de su relleno interior y por consiguiente reducir su

capacidad para resistir los empujes del suelo, lo que ha incrementado el giro y el desplazamiento de los mismos.

7.2 ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN

Tal como se puede apreciar en la Tabla 6.1 anterior, actualmente la condición más desfavorable del Sitio está determinada en la zona donde la inclinación del conjunto muro coronamiento - muro cajón tiene una inclinación hacia la poza de aproximadamente 6° respecto de su posición original, situación que se presenta en los últimos tramos, aproximadamente desde 80 m desde el inicio del Sitio N° 1 hasta prácticamente los últimos cajones. Adicionalmente, a lo anterior, en el mismo sector se encuentran cajones que no tienen relleno en su parte inferior (ver Anexo B), lo que incrementa la inestabilidad del conjunto.

Por ello si se decide no hacer reparaciones de ningún tipo se corre el riesgo de que ante una sollicitación sísmica con un coeficiente sísmico del orden de $K_h=0,04$ se presente la falla local del conjunto y por ende la falla global del Sitio. Por tanto la alternativa de no hacer reparaciones a los cajones, es una situación que no amerita discusión, y se debe materializar la reparación de los cajones en el más breve plazo.

Por lo expuesto, todas las alternativas descritas en los acápite siguientes, consideran que previamente se debe ejecutar la reparación de los parapetos de los cajones y conjuntamente con ello la ejecución de sus rellenos con hormigón in situ.

De los resultados obtenidos anteriormente, se concluye que para restituir las condiciones iniciales del Sitio N° 1 y recuperar su capacidad sísmica, es necesario hacer otras reparaciones que permitan recuperar la resistencia de la estructura muro cajón - muro coronamiento para resistir los empujes solicitantes.

Dado que en la actualidad el Sitio N°1 solo operan embarcaciones menores y en su delantal solo existirá tránsito de vehículos menores y no de Grúas, se consideran las mismas sobrecargas que para el caso original.

Las alternativas que se proponen para restituir las condiciones iniciales, es impedir que los muros aumenten su inclinación y/o deslizamiento hacia la poza, ya que cualquier aumento desestabiliza al Sitio de su condición actual.

Las alternativas se presentan a continuación no consideran la reparación de pavimentos del delantal, ni la reparación de los parapetos de los cajones ni la restitución de sus rellenos, ni la reparación del muro coronamiento, dado que son soluciones comunes para todas las alternativas.

7.2.1 *Alternativa 1*

Esta alternativa considera que en el Sitio N° 1 no atracarán naves mayores, es decir, solo lo harán embarcaciones menores de muy bajo calado, lo que facilita la

incorporación de prisma de enrocado en el frente de atraque hasta una cota que permita el normal desarrollo del atraque de estas naves. Este prisma impedirá el aumento de la inclinación del muro y su deslizamiento, y adicionalmente proporcionaría una componente resistente a los empujes con una fracción del empuje pasivo de este enrocado.

La altura de este enrocado se calculará de acuerdo con las fuerzas necesarias que debe generar el enrocado para resistir en conjunto con el muro las sollicitaciones de empuje con el coeficiente sísmico de diseño.

Cabe hacer presente que previo a la materialización del prisma se deben reparar los parapetos del muro cajón de manera de restituir su relleno interior.

En la figura siguiente se muestra un esquema de la alternativa propuesta.

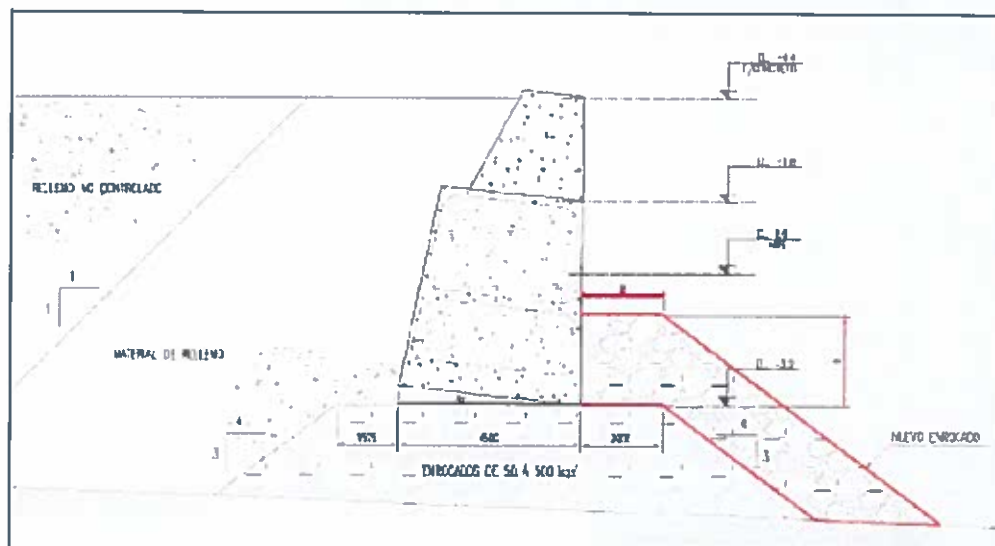


Figura 5: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con enrocados

7.2.2 Alternativa 2

Esta alternativa considera la opción de levantar el pavimento del Sitio N° 1 y con ello realizar excavaciones mayores puntuales para instalar tirantes fuera de la superficie de falla, de manera de generar anclajes para tramos de muros y con ello impedir que aumente el deslizamiento y el giro de los mismos.

Al igual que el caso anterior, previo a la instalación de anclajes se debe reparar los parapetos del muro cajón de manera de restituir los rellenos en el interior del cajón y minimizar las cargas en los anclajes. Estos anclajes podrían terminar en el frente de atraque en una viga longitudinal ubicada en el coronamiento del muro cajón.

En la figura siguiente se muestra un esquema de la alternativa propuesta.

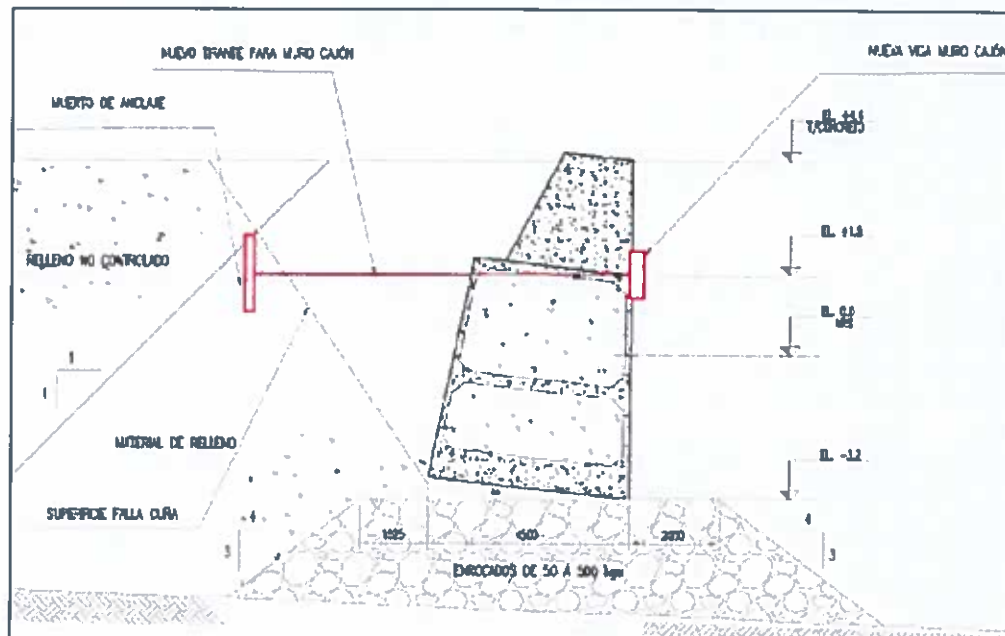


Figura 6: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con anclaje atirantado

7.2.3 Alternativa 3

La siguiente alternativa considera realizar una ampliación del muro de coronamiento en el trasdós de manera de aumentar el peso del conjunto muro coronamiento - muro cajón, y con ello aumentar las fuerzas resistentes a las sollicitaciones de empujes sísmicos. Para ello se deberá realizar una excavación en el delantal del Sitio 1 en toda su longitud, como muestra la figura siguiente.

El ancho de la excavación se determinará de acuerdo con el aumento del peso y dimensiones de la ampliación del muro de coronamiento necesarios para resistir las sollicitaciones de los empujes sísmicos.

Al igual que los casos anteriores, se debe previamente reparar los parapetos y rellenos de los cajones.

En la figura siguiente se presenta un esquema de la alternativa propuesta.

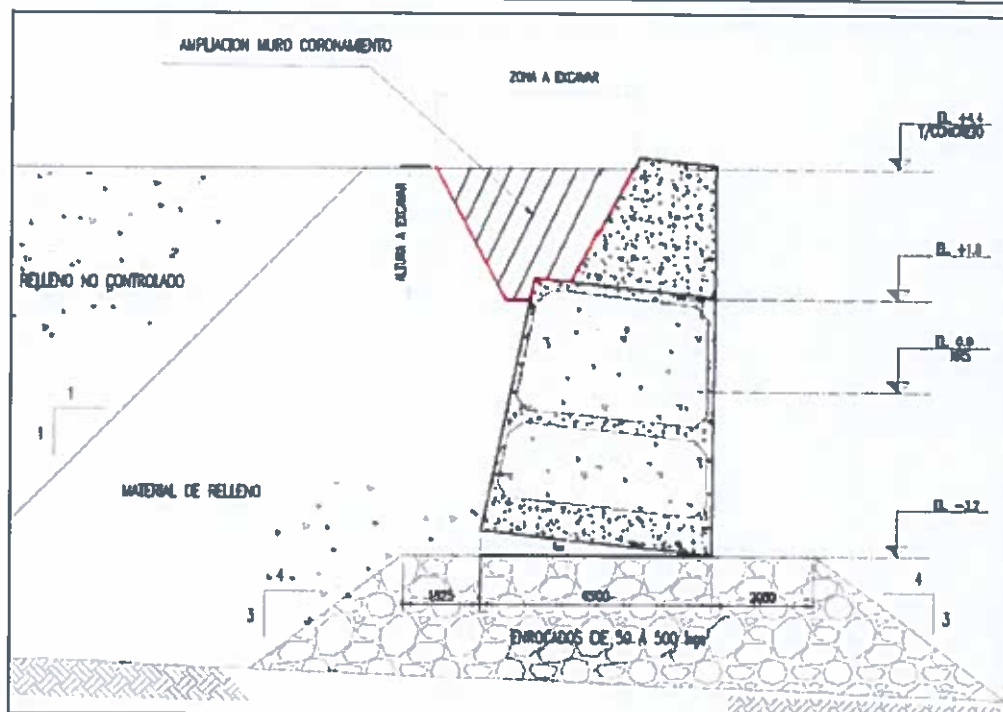


Figura 7: Esquema de alternativa de restitución de muros Sitio N° 1 con hormigón

7.3 SELECCIÓN SOLUCIÓN TÉCNICA DE REPARACIÓN

Para la selección de la alternativa de reparación es necesario considerar factores como disponibilidad de operación del Sitio, materiales disponibles en la zona, costos de la misma y duración de los trabajos, todos factores que deben ser considerados por TPA para la elección de la mejor alternativa.

Desde el punto de vista técnico en primer lugar se debe reparar los parapetos de los muros cajones y restituir los rellenos interiores y reparar el muro de coronamiento.

En las Tablas siguientes se presenta desde el punto de vista técnico las ventajas y desventajas de cada una de las alternativas propuestas

Tabla 7.1 Ventajas y Desventajas Alternativa 1

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> No requiere grandes maquinaria especializada No interfiere con la operación del delantal del Sitio 	<ul style="list-style-type: none"> Requiere personal especializado para la instalación del enrocado Deja residuos orgánicos y limos o arcillas en la Poza Disminuye el calado permitido a las embarcaciones para el atraque No permite dragados en la zona del frente de atraque Los trabajos tienen una duración bastante prolongada La operación de las embarcaciones se vería restringida por las variaciones de marea Disminuye la seguridad en la operación Material disponible en canteras fuera del sector del Puerto

Tabla 7.2 Ventajas y Desventajas Alternativa 2

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> No afecta al calado permitido de las embarcaciones actuales en operación No contamina el agua de la Poza La operación de las embarcaciones es más segura 	<ul style="list-style-type: none"> Requiere personal especializado para la instalación de los Tensores De acuerdo con el análisis posterior de la Ingeniería de Detalles, la longitud de los tensores y muerto de anclaje puede interferir con las instalaciones existentes (galpones) Requiere protección anticorrosiva para la viga y cabeza de tensores en el frente de atraque Se debe dejar defensas acorde con los tensores y nueva viga

Tabla 7.3 Ventajas y Desventajas Alternativa 3

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> No afecta al calado permitido de las embarcaciones actuales en operación No contamina el agua de la Poza No requiere personal especializado 	<ul style="list-style-type: none"> Requiere realizar grandes excavaciones en el delantal del sitio De acuerdo con el análisis posterior de la Ingeniería de Detalles, el ancho de la excavación en el delantal puede interferir con las instalaciones existentes (galpones) Requiere una unión monolítica con el actual muro, con el objeto de no producir deslizamientos entre ellos Se debe proveer de elementos aislantes entre el nuevo hormigón y el conglomerado del trasdós para impedir pérdida de lechada u hormigón El conglomerado puede producir rotura por punzonamiento del aislante (geotextil, u otro) con el aumento de consumo de hormigón La diferencia en el peso del hormigón y del suelo del trasdós que habría que cambiar, es muy bajo, lo que se traduce en grandes excavaciones y grandes volúmenes de hormigón (a verificar en la Ingeniería de Detalles, si es la alternativa seleccionada)

De acuerdo al análisis comparativo realizado para las alternativas presentadas, la alternativa 1 disminuye la operación del frente de atraque Sitio y requiere gran cantidad de material de enrocado, en cambio las alternativas 2 y 3 mantienen la operación del frente de atraque, sin embargo, ambas podrían producir interferencias con las instalaciones existentes, en particular la alternativa 3. Por lo tanto, se recomienda estudiar y diseñar la alternativa 2.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el estudio se analizan alternativas con diferentes condiciones de diseño con la cual se determinan las posibles condiciones iniciales de diseño en que se desarrolló el Sitio N° 1. Con los resultados obtenidos, posteriormente se analizó el efecto que pudieron producir los sismos más relevantes que afectaron a la ciudad de Arica, donde se concluye que los sismos no afectaron directamente la estabilidad de los muros, ni del Sitio N° 1.

La causa de pérdida de capacidad sísmica del Sitio no es producto de los sismos que han afectado a la ciudad de Arica, sino que son producto del deterioro de los cajones que han permitido la pérdida de su relleno interior y por consiguiente reducir su capacidad para resistir los empujes del suelo, lo que ha incrementado el giro y el desplazamiento de los mismos.

Se plantearon tres alternativas para la rehabilitación del Sitio N° 1, las cuales se basaron en los criterios de diseño original, con el objeto de recuperar la capacidad sísmica del Sitio. Cada una de estas alternativas no incorpora la reparación de los parapetos del muro cajón, reparación de pavimentos, reparación del muro de coronamiento, ni rellenos interior de los muro cajón, dado que son obras que son comunes a cada alternativa. Además, considera que previo a la materialización de la alternativa seleccionada, se debe reparar los parapetos de los muros cajones y restituir los rellenos interiores, y reparar el muro de coronamiento.

Del análisis comparativo se recomienda que la mejor alternativa para desarrollar en la Ingeniería de detalles es la alternativa 2, dado que no disminuye o no restringe a las embarcaciones en el frente de atraque y el volumen de obra es menor que para la alternativa 3.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Para la preparación del presente estudio se consideró los siguientes antecedentes:

- (1) Informe Técnico N° 360-IT-01 "Factibilidad Técnica Operación de Grúa Tipo Gottwald HMK 300 E - Puerto de Arica" Calbuco Ingenieros Ltda. Enero 2005
- (2) "Estudio de Estabilidad de los Gaviones del Puerto de Arica - Estudios de Terreno" - Parte I Medición de Espesores de las Tablestacas Rev. 0 Geovenor Marzo 1995
- (3) "Estudio de Estabilidad de los Gaviones y Prediseño de Muelle - Puerto de Arica" Informe Final RFA Ingenieros Julio 1995
- (4) "Ingeniería Preliminar Sitio 3 del Puerto de Arica" Criterios de Diseño S y S Ingenieros Consultores Ltda. Marzo 1997
- (5) "Proyecto Estudios Geotécnicos Exploratorios en el Puerto de Arica" ARI-E-9601 Informe de Resultados Geovenor Noviembre 1996
- (6) "Evaluación del Peligro Sísmico - Puerto de Arica" RFA Ingenieros Marzo 1995
- (7) "Análisis de Estabilidad de los gaviones del Puerto de Arica - Sismo del 23 de Junio 2001" Petrus Ingenieros para Graham Miller Ltda. Octubre 2001
- (8) "Utilización de la Grúa Demag modelo MC 900-Q en los malecones del Puerto de Arica" Gustavo Dahlgren L. para AGUNSA Mayo 1992
- (9) "Design and Execution of Cellular Bulkhead Type Quaywalls" K. Kitajima March 1965
- (10) "Sistema de Gaviones para formar el malecón de atraque del nuevo Puerto de Arica" Jorge Romero O. 1967
- (11) "Technical Standards for Ports and Harbours Facilities in Japan"
- (12) "Evaluación de Daños en Infraestructura del Puerto de Arica generados por el Sismo del 23 de Junio del 2001" Informe - Resumen Ejecutivo CMR Ingenieros Consultores Diciembre 2001
- (13) "Diagnóstico de Corrosión en Tablestacas de Gaviones - Puerto de Arica" Sitios N° 2 al N° 6 Informe N° 2 INGesub LTDA. Enero 2003
- (14) "Proposición de un Método para el Cálculo Antisísmico de Gaviones" René Rosa D. 4as. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Abril 1986
- (15) "Estudio de Monitoreo Post - Sismo Abril 2014", Baird 2014

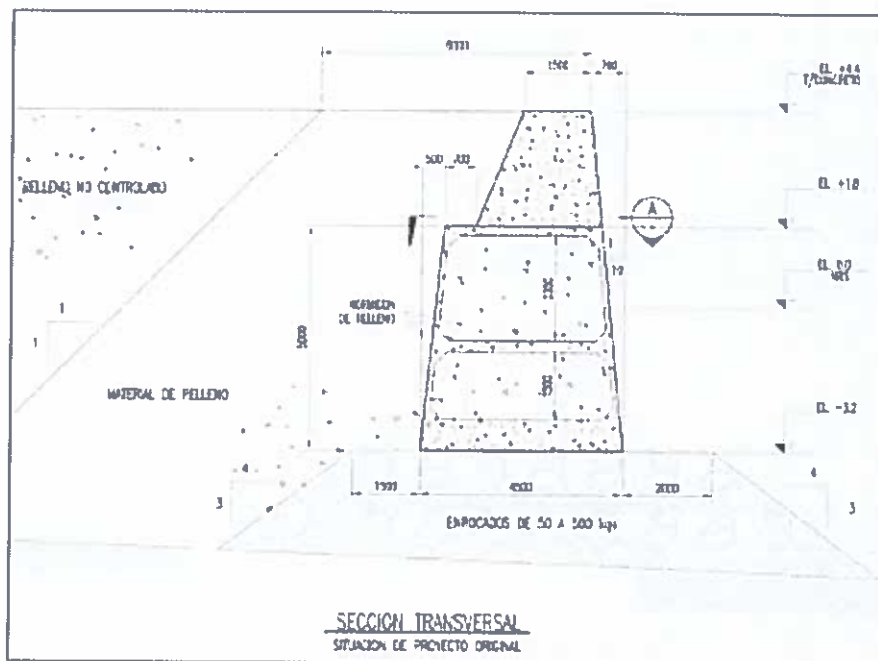
- (16) Tesis "Reparación de Pavimentos Deteriorados por sismo Agosto 1987 en Puerto Arica", Efraín Henry
- (17) Revista IDIEM, Vol 19, nº 1, mayo 1980.
- (18) Guía de Diseño, Construcción, Operación y Conservación de Obras Marítimas y Costeras de la DOP del 2013
- (19) Revisión Estructural Sitio 1, PRDW Aldunate Vásquez del año 2011
- (20) Planos de las instalaciones :
 - Empresa Portuaria de Chile Nº ARI-IE-8301 Arica - Protección Anticorrosiva – Planta, Detalles Típicos Gaviones
 - Empresa Portuaria Arica – Delantal de Muelle – Anclaje Bitá – Cortes, Planta, Detalles Febrero 2004
 - Empresa Portuaria Arica – Levantamiento Topográfico - Pavimentos – Detalle Pavimentos Nuevos 1997-2003 Febrero 2004
 - Empresa Portuaria Arica – Pavimentos – Detalles Pavimentos Sitios 3-4-5-6 Febrero 2004
 - Dirección de Obras Portuarias Nº 1310 15/20 – Arica – Puerto Comercial – Perfiles 64 al 74 Junio 1964
 - Dirección de Obras Portuarias Nº 1310 11/20 – Arica – Puerto Comercial – Perfiles 50 al 55 Junio 1964

ANEXO A
Resumen de Análisis de Estabilidad Sitio N° 1, Situación Original

En el presente anexo se entrega un resumen de los análisis de estabilidad efectuados a la estructura del muro cajón y muro de coronamiento del sitio N° 1.

Para el análisis se consideraron las siguientes condiciones

Geometría del muro



Materiales

- Hormigón armado y en situ:
 $\gamma_{armado} = 2,4 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{en\ masa} = 2,2 \text{ t/m}^3$, Coef. roce entre hormigón (μ)=0,5
- Relleno en trasdós del muro:

Ángulo de fricción	(ϕ)	=	38°
Peso específico seco	(γ_{seco})	=	1,85 t/m ³
Peso específico sat	(γ_{sat})	=	2,03 t/m ³
Ángulo fricción suelo- pared	(δ)	=	15°
Ángulo relleno trasdós	(i)	=	0°
- Enrocado de la base del Cajón:

Capacidad de soporte estática	=	50 t/m ²
Capacidad de soporte sísmica	=	100 t/m ²

- | | | |
|--|---|-----|
| Superficie en compresión mínima | = | 60% |
| Coef. roce cajón enrocado (μ_{roca}) | = | 0,6 |
- Agua de mar:

Peso específico	($\gamma_{agua\ mar}$)	=	1,025 t/m ³
Amplitud marea		=	1,8 m
Agua Residual		=	+0,6 m NRS
 - Solicitaciones:

Peso propio		=	peso estructura
Sobrecargas:			
Estática	(q_{est})	=	variable entre 2,0 y 2,5 t/m ²
Sísmica	(q_{sis})	=	1/2 q_{est}
Grúa			

Se considera que no controla el diseño original, dado el tamaño de la misma y que las sobrecargas en condición sísmica son mayores que el estado de carga estático mas grúa.
 - Empujes de suelos

Según Mononobe - Okabe, método tradicional
 - Combinaciones de Cargas
 - Cargas de peso propio + sobrecarga estática + agua
 - Cargas de peso propio + sismo + sobrecarga sísmica + agua
 - Carga de peso propio + grúa + agua
 - Factores de Seguridad

Deslizamiento Estático	=	1,2
Deslizamiento Sísmico	=	1,0
Volcamiento Estático	=	1,2
Volcamiento Sísmico	=	1,1

Con los datos anteriores se efectuó el análisis y se determinó el coeficiente sísmico mínimo para el cual la estructura es estable.

En la tabla a continuación se entrega el resumen de los análisis efectuados tanto para el muro coronamiento, como para el conjunto muro coronamiento mas muro cajón.

Modelo Planilla de Iteracion RB1
Diseño original, calón relleno con arena

Nivel	↑	K	q (ton/m ²)	1.2		1.3		1.0		1.1		60%	
				PSd	PSV	pmx	pmin	PSd	PSV	pmx	pmin	Be	Be
Viga	17	0.15	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.36	3.52	10.41	1.32	100	100
Conjunto	30	0.16	2.5	1.68	2.39	23.76	0	0.93	1.39	49.64	0	40.49	100
Viga	36	0.15	2	2.1	6.75	8.17	3.53	1.41	3.67	10.2	1.48	100	100
Conjunto	38	0.15	2	1.77	2.65	22.60	0.94	0.84	1.42	47.07	0	51.98	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.26	8.17	3.63	1.46	3.82	10.02	1.60	100	100
Conjunto	38	0.14	2	1.77	2.65	22.60	0.94	0.96	1.47	43.45	0	56.1	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.40	3.8	10.03	1.08	100	100
Conjunto	38	0.13	2.5	1.68	2.39	23.76	0	1.40	3.8	42.2	0	67.76	100
Viga	38	0.13	2	2.1	6.75	8.17	3.53	1.40	3.97	9.84	1.63	100	100
Conjunto	38	0.13	2	1.77	2.65	22.60	0.94	1.02	3.97	40.34	0	60.12	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.61	3.96	9.85	1.85	100	100
Conjunto	38	0.12	2.5	1.68	2.39	23.76	0	1.61	3.96	39.26	0	61.86	100

Modelo Planilla de Iteracion RB1
Diseño original, calón relleno inferior con arena y relleno superior con hormigón

Nivel	↑	K	q (ton/m ²)	1.2		1.3		1.0		1.1		60%	
				PSd	PSV	pmx	pmin	PSd	PSV	pmx	pmin	Be	Be
Viga	17	0.15	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.36	3.52	10.41	1.32	100	100
Conjunto	30	0.15	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	0.96	1.42	49.26	0	51.81	100
Viga	36	0.15	2	2.3	6.24	8.17	3.53	1.41	3.67	10.2	1.48	100	100
Conjunto	38	0.15	2	1.84	2.64	23.15	1.42	0.97	1.45	46.9	0	54.23	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.26	8.17	3.63	1.46	3.82	10.02	1.60	100	100
Conjunto	38	0.14	2	1.84	2.64	23.15	1.42	1.01	1.5	43.46	0	56.29	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.46	3.8	10.03	1.08	100	100
Conjunto	38	0.13	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	1.03	1.63	42.23	0	60.87	100
Viga	38	0.13	2	2.3	6.26	8.17	3.63	1.62	3.97	9.84	1.83	100	100
Conjunto	38	0.13	2	1.84	2.64	23.15	1.42	1.68	3.97	40.49	0	62.33	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.81	3.96	9.85	1.85	100	100
Conjunto	38	0.12	2.5	1.75	2.48	24.24	0.45	1.08	1.68	39.41	0	64.03	100

Modelo Planilla de Iteracion RB1
Diseño original, calón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	↑	K	q (ton/m ²)	1.2		1.3		1.0		1.1		60%	
				PSd	PSV	pmx	pmin	PSd	PSV	pmx	pmin	Be	Be
Viga	17	0.15	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.36	3.52	10.41	1.32	100	100
Conjunto	30	0.15	2.5	1.78	2.62	24.48	0.67	0.97	1.44	48.78	0	63.21	100
Viga	36	0.15	2	2.3	6.25	8.17	3.53	1.41	3.67	10.2	1.48	100	100
Conjunto	38	0.15	2	1.87	2.69	23.37	1.63	0.90	1.47	40.53	0	55.59	100
Viga	38	0.14	2	2.3	6.26	8.17	3.63	1.46	3.82	10.02	1.60	100	100
Conjunto	38	0.14	2	1.87	2.69	23.37	1.63	1.02	1.52	43.23	0	59.4	100
Viga	38	0.13	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.46	3.8	10.03	1.08	100	100
Conjunto	38	0.13	2.5	1.78	2.62	24.48	0.67	1.06	1.55	42.04	0	61.27	100
Viga	38	0.13	2	2.3	6.26	8.17	3.63	1.62	3.97	9.84	1.83	100	100
Conjunto	38	0.13	2	1.87	2.69	23.37	1.63	1.07	1.58	40.37	0	63.6	100
Viga	38	0.12	2.5	2.08	5.66	8.49	3.29	1.81	3.96	9.85	1.85	100	100
Conjunto	38	0.12	2.5	1.78	2.62	24.48	0.67	1.09	1.61	39.32	0	65.26	100

ANEXO B
Catastro de Daños Sitio N°1

A continuación se entregan fotografías de la visita del 11-11-2015 del personal de Calbuco al Puerto de Arica. Esta información se complementará una vez que se disponga de los informes de los Contratistas que realizaron la Inspección Submarina y las Calicatas









Se elaborará un plano con el detalle de los daños, una vez se disponga de los informes citados anteriormente

ANEXO C
Calicatas Sitio N°1

Se presenta la información obtenida por personal de Calbuco en la visita del 11-11-2015, la que se complementará con el informe del Contratista que realizó las calicatas una vez que se disponga de ello.

Calicata N° 1



Calicata N° 2







Estratigrafías de Calicatas

ESTRATIGRAFIA

PROYECTO: REHABILITACIÓN SITIO N° 1 PUERTO DE ARICA
REGION : COMUNA DE ARICA REGIÓN ARICA-PARINACOTA

CALICATA	UBICACIÓN		FECHA
N° 1	Norte: 7.956.651	Este: 360.195	noviembre/15

Horizonte N°	Cotas (m)	Espesor (m)	Descripción Visual del Material
	0.00	0.30	Pavimento de hormigón
1	0.30	2.8	Material pétreo tipo enrocado, conglomerado de material compuesto por gravas y arenas con clastos de gran tamaño de aristas angulosas (mayor a 15"), con arenas de granos medianos a finos, con poco contenido de finos. Material no seleccionado de compactación baja, vaciado por volteo, humedad baja con algo de finos
			Hasta la profundidad de la calicata no hay influencia de la marea

ESTRATIGRAFÍA

PROYECTO: REHABILITACIÓN SITIO N° 1 PUERTO DE ARICA
REGION : COMUNA DE ARICA REGIÓN ARICA-PARINACOTA

CALICATA N° 2	UBICACIÓN		FECHA
	Norte:	795.886	Este: 360.112 noviembre/15

Horizonte N°	Cotas (m)	Espesor (m)	Descripción Visual del Material
	0.00	0.30	Pavimento de hormigón
1	0.30	2.8	Material pétreo tipo enrocado, conglomerado de material compuesto por gravas y arenas con clastos de gran tamaño de aristas angulosas (hasta 15"), con arenas de granos medianos a finos, con poco contenido de finos. Material no seleccionado de compactación baja, vaciado por volteo, humedad baja con algo de finos
			Hasta la profundidad de la calicata no hay influencia de la marea

ANEXO D
Análisis Situación Actual Sitio N°1

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.3

Diseño actual, cañón relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.2		Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.13	2.5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00
Viga	40	0.11	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00
Conjunto	40	0.11	2	1.98	2.82	22.6	2.27	100.00
Viga	42	0.11	2	2.51	6.8	7.96	3.67	100.00
Conjunto	42	0.11	2	2.09	2.97	21.87	2.89	100.00
Viga	40	0.1	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.1	2.5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.0		1.1		60%	
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)	
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.13	2.5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00	
Viga	40	0.11	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00	
Conjunto	40	0.11	2	1.98	2.82	22.6	2.27	100.00	
Viga	42	0.11	2	2.51	6.8	7.96	3.67	100.00	
Conjunto	42	0.11	2	2.09	2.97	21.87	2.89	100.00	
Viga	40	0.1	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.1	2.5	1.88	2.64	23.62	1.36	100.00	

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.1

Diseño actual, cañón relleno inferior con agua y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.2		Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.13	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42
Viga	40	0.1	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.1	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42
Viga	40	0.09	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.09	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42
Viga	42	0.09	2.5	2.27	6.04	8.26	3.45	100.00
Conjunto	42	0.09	2.5	1.75	2.48	21.34	0.54	100.00
Viga	40	0.09	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00
Conjunto	40	0.09	2	1.74	2.52	21.11	0.78	100.00

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.0		1.1		60%	
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)	
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.13	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42	
Viga	40	0.1	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.1	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42	
Viga	40	0.09	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.09	2.5	1.66	2.36	22.13	0	99.42	
Viga	42	0.09	2.5	2.27	6.04	8.26	3.45	100.00	
Conjunto	42	0.09	2.5	1.75	2.48	21.34	0.54	100.00	
Viga	40	0.09	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00	
Conjunto	40	0.09	2	1.74	2.52	21.11	0.78	100.00	

Modelo: Planilla de iteración RB1 1.2

Diseño actual, cañón relleno inferior con agua y relleno superior con arena

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.2		Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.13	2.5	1.59	2.27	21.67	0	97.11
Viga	40	0.09	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00
Conjunto	40	0.09	2	1.67	2.42	20.63	0.3	100.00
Viga	42	0.09	2	2.51	6.8	7.96	3.67	100.00
Conjunto	42	0.09	2	1.76	2.55	19.89	0.92	100.00
Viga	40	0.08	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00
Conjunto	40	0.08	2.5	1.59	2.27	21.67	0	97.11

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1.0		1.1		60%	
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)	
Viga	40	0.13	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.13	2.5	1.59	2.27	21.67	0	97.11	
Viga	40	0.09	2	2.4	6.52	8.06	3.6	100.00	
Conjunto	40	0.09	2	1.67	2.42	20.63	0.3	100.00	
Viga	42	0.09	2	2.51	6.8	7.96	3.67	100.00	
Conjunto	42	0.09	2	1.76	2.55	19.89	0.92	100.00	
Viga	40	0.08	2.5	2.17	5.79	8.37	3.37	100.00	
Conjunto	40	0.08	2.5	1.59	2.27	21.67	0	97.11	

Modelo Estructura inclinada lado mar RA1.1

Diseño actual, inclinación -4° (mar), cation relleno inferior con hormigón y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0,1	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,1	2,5	1,47	2,22	31,55	0	78,65
Viga	40	0,05	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,05	2,5	1,47	2,22	31,56	0	78,65
Viga	42	0,06	2	2	6,17	9,51	2,07	100,00
Conjunto	42	0,06	2	1,63	2,48	29,04	0	84,66
Viga	40	0,03	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,03	2,5	1,47	2,22	31,56	0	78,65

1.0	1.1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido diseño actual)				
FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.34	3.67	11.3	0.28	100.00
0.9	1.3	74.96	0	34.02
1.61	4.59	10.43	1.12	100.00
1.07	1.65	44.04	0	67.20
1.75	4.97	10.18	1.3	100.00
1.13	1.74	40.66	0	61.47
1.69	4.9	10.21	1.33	100.00
1.12	1.76	39.59	0	62.82

Modelo Estructura inclinada lado mar RA1.2

Diseño actual, inclinación -4° (mar), cation relleno inferior con agua y relleno superior con hormigón

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0,03	2	1,91	5,91	9,61	2	100,00
Conjunto	40	0,03	2	1,35	2,03	29,23	0	74,36
Viga	40	0,04	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,04	2,5	1,29	1,96	31,06	0	70,33
Viga	42	0,04	2,5	1,81	6,49	9,8	1,84	100,00
Conjunto	42	0,04	2,5	1,36	2,05	29,08	0	73,22
Viga	40	0,04	2	1,91	5,91	9,61	2	100,00
Conjunto	40	0,04	2	1,35	2,03	29,23	0	74,36

1.0	1.1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido diseño actual)				
F5d	F5v	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.36	4.05	10.91	0.53	100.00
0.66	1.26	73.68	0	30.29
1.73	5.24	9.93	1.53	100.00
1.04	1.69	37.2	0	59.37
1.86	5.41	9.91	1.50	100
1.09	1.75	35.47	0	61.89
1.88	5.57	9.83	1.66	100.00
1.07	1.74	35.8	0	61.51

Modelo Estructura inclinada lado mar RA1.3

Diseño actual, inclinación -4° (mar), cation relleno inferior con agua y relleno superior con arena

Nivel	ϕ (°)	k	q (ton/m ²)	1,2	1,2	Caso normal		
				FSd	FSv	pmax (ton/m ²)	pmin (ton/m ²)	Bc (%)
Viga	40	0,03	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,03	2,5	1,23	1,88	30,76	0	67,92
Viga	40	0,04	2	1,91	5,91	9,61	2	100,00
Conjunto	40	0,04	2	1,29	2,01	28,81	0	72,13
Viga	42	0,04	2	2	6,17	9,51	2,07	100,00
Conjunto	42	0,04	2	1,36	2,1	27,57	0	74,95
Viga	40	0,03	2,5	1,73	5,26	9,92	1,76	100,00
Conjunto	40	0,03	2,5	1,23	1,88	30,76	0	67,92

1.0	1.1	60%		
Caso sísmico (triángulo invertido diseño actual)				
FSd	FSv	pmax (ton/m2)	pmin (ton/m2)	Bc (%)
1.46	4.08	10.86	0.7	100.00
0.64	1.27	68.05	0	31.47
1.88	5.57	9.83	1.54	100.00
1.02	1.68	35.58	0	69.22
1.85	5.75	9.78	1.71	100
1.07	1.74	33.92	0	61.74
1.69	5.64	9.78	1.74	100.00
1.05	1.76	33.33	0	63.2

La estructura actual requiere ser reparada debido a fallas en las vigas, vallas del lado de la zona sur y se debe a la corrosión de

Material: Estructura existente tipo mar AISI 304

Diseño actual, inclinación 4° hacia el lado sur, con hormigón y refuerzo superior con hormigón

		1.2		1.1		1.0		0.9		0.8		0.7		0.6		0.5		0.4		0.3		0.2		0.1		0.0	
Nivel	h	a	b	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

La fuerza resultante para el caso de carga de campo es:

$$F_{Ed} = F_{Ed} = 23.51 \text{ kN/m}$$

La fuerza resultante para el caso de carga de campo es:

$$F_{Ed} = F_{Ed} = 20.63 \text{ kN/m}$$

El momento resultante para el caso de carga de campo es:

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 49.99 \text{ kN/m}^2$$

El momento resultante es resultante para el caso de carga de campo es:

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 121.63 \text{ kN/m}^2$$

Para el caso de carga de campo es:

Para el caso de carga de campo es:

Material: Estructura existente tipo mar AISI 304

Diseño actual, inclinación 4° hacia el lado sur, con hormigón y refuerzo superior con hormigón

		1.2		1.1		1.0		0.9		0.8		0.7		0.6		0.5		0.4		0.3		0.2		0.1		0.0		
Nivel	h	a	b	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	F _{Ed}	
1.1	1.1																											
2.0	1.1	0.13	2	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
3.0	1.1	0.13	2	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17

La fuerza resultante para el caso de carga de campo es:

$$F_{Ed} = F_{Ed} = 22.75 \text{ kN/m}$$

La fuerza resultante para el caso de carga de campo es:

$$F_{Ed} = F_{Ed} = 27.34 \text{ kN/m}$$

El momento resultante para el caso de carga de campo es:

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 109.24 \text{ kN/m}^2$$

El momento resultante es resultante para el caso de carga de campo es:

$$M_{Ed} = M_{Ed} = 127.23 \text{ kN/m}^2$$

Para el caso de carga de campo es:

$$\Delta F_{Ed} = F_{Ed} = 6.12 \text{ kN/m} \quad \text{Considera Factor de seguridad 1.5}$$

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} = 1.62 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Considera Factor de seguridad 1.5}$$

Conclusiones

Caso Alternativa 1: Reparación

Al ser el resultado de 1.5 es menor al valor de la carga de campo de 1.5, se considera

Caso Alternativa 2: Reemplazo

Como el resultado de 1.5 es menor al valor de la carga de campo de 1.5, se considera

Caso Alternativa 3: Reemplazo

Como el resultado de 1.5 es menor al valor de la carga de campo de 1.5, se considera

$$\Delta F_{Ed} = F_{Ed} = 1.62 \text{ kN/m} \quad \text{Considera Factor de seguridad 1.5}$$

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} = 1.62 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Considera Factor de seguridad 1.5}$$

$$\Delta F_{Ed} = F_{Ed} = 1.62 \text{ kN/m} \quad \text{Considera Factor de seguridad 1.5}$$