

## Paper 14 - Soluciones ad-hoc para mejorar la capacidad de carga en los muros de amarre del puerto de Buenos Aires

Pablo Arecco<sup>1</sup>, Andrés Cucci<sup>2</sup>, Joaquín Fernández Bugna<sup>2</sup> y Ligia Sendra<sup>3</sup>

<sup>1</sup> TU Delft, University of Buenos Aires, Besna

<sup>2</sup> University of Buenos Aires, Besna

<sup>3</sup> University of Buenos Aires, SoletancheBachy

Email: [pablo.arecco@besna.com.ar](mailto:pablo.arecco@besna.com.ar)

Debido al incremento del tamaño de los buques que recalán en el puerto de Buenos Aires, surgió la necesidad de reemplazar las grúas móviles que operaban hasta el año 2009 en la Terminal 1 de contenedores del puerto de Buenos Aires por nuevos equipos que permitan la operación de buques post-Panamax. Este cambio en la operación, generó un incremento en las cargas de uso. Luego de analizar diversas alternativas, se decidió reforzar los muros de gravedad existentes, compuestos de hormigón simple y bloques de granito construidos en la primera mitad del siglo XX, mediante anclajes activos postesados y definitivos que cumplan con las nuevas cargas de servicio. Esta solución ad-hoc en estructuras existentes robustas probó ser la más atractiva en un análisis de costos y beneficios, como así también la que minimizó los tiempos muertos en las operaciones de la terminal. Consecuentemente, este trabajo presenta las metodologías aplicadas para el refuerzo estructural de los muros existentes, centrándose en el dimensionamiento de los anclajes, la verificación de la estabilidad global, el análisis de deformaciones (locales y globales), como así también el análisis tensional de los diversos materiales y estructuras involucradas.

Primero, para el dimensionamiento de los anclajes y la verificación de la estabilidad global, se desarrolló un Modelo de Elementos Finitos (MEF) de estado plano de deformaciones. En este MEF, se realizó un análisis de construcción en etapas, partiendo desde las condiciones actuales de funcionamiento, pasando por los varios estados constructivos donde se instalarían los anclajes, para finalizar con la puesta en servicio bajo las nuevas condiciones de cargas de servicio.

En una segunda fase del trabajo, y como consecuencia de la introducción de las cargas de tesado, se realizó el dimensionamiento y la verificación de los esfuerzos de la cabeza del anclaje. Para ello se ha construido un nuevo MEF; él que se desarrolló específicamente para la zona de introducción de cargas de tesado. Dada la geometría del nicho para alojar los anclajes, se ha optado por realizar un modelo tridimensional (3D) para este análisis. En él se han modelado en detalle los distintos materiales, como ser la roca de revestimiento, tipo granito, y el hormigón simple del muro de gravedad existente. Ambos modelos han sido acoplados.

Este segundo modelo de elementos finitos se ha utilizado para dimensionar la placa base de anclaje para realizar el tesado (acero F-24) y para verificar las tensiones límites, tanto en el granito como en el hormigón simple existente.

Para concluir, es importante resaltar que gracias a diseños robustos construidos en el pasado y la implementación de soluciones ad-hoc en el presente, la vida útil de los muros de amarre de la Terminal 1 del puerto de Buenos Aires ha sido extendida por al menos un período de 10 a 15 años. También es de destacar que la solución realizada, puede ser extrapolada y aplicada en nuevos diseños, previendo futuros refuerzos en muros de amarre, y de esta forma es posible incorporar flexibilidad y adaptabilidad en obras de infraestructura portuaria.

## 1 INTRODUCCIÓN

La necesidad de reemplazar los equipos que operaban hasta el año 2009 en la Terminal 1 de contenedores del puerto de Buenos Aires (Figura 1-1), por nuevas grúas móviles que permitan la operación de buques post-Panamax, generó un incremento en las cargas de uso.

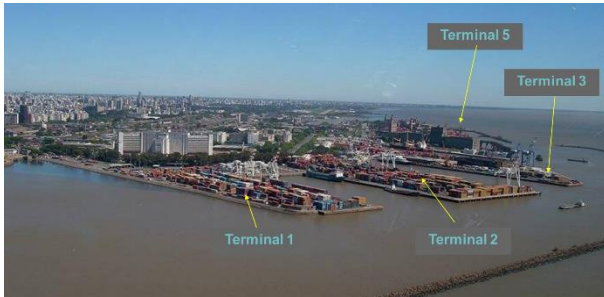


Figura 1-1 Vista aérea Puerto de Buenos Aires

Es importante resaltar que los muros existentes están compuestos por hormigón simple y bloques de granito construidos en la primera mitad del siglo XX (Figura 1-2), y que analizando diversas alternativas, se decidió reforzar los muros de gravedad existentes con anclajes activos postesados y definitivos que cumplan con las nuevas cargas de servicio. La solución ad-hoc propuesta (Figura 1-3) resultó la más atractiva en un análisis de costos y beneficios, como así también la que minimizó los tiempos muertos en las operaciones de la terminal.

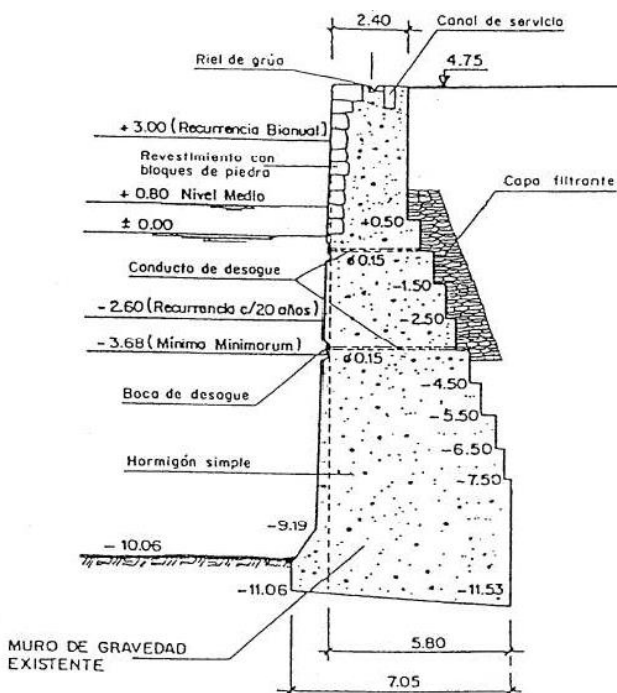


Figura 1-2 Sección tipo muro de gravedad existente

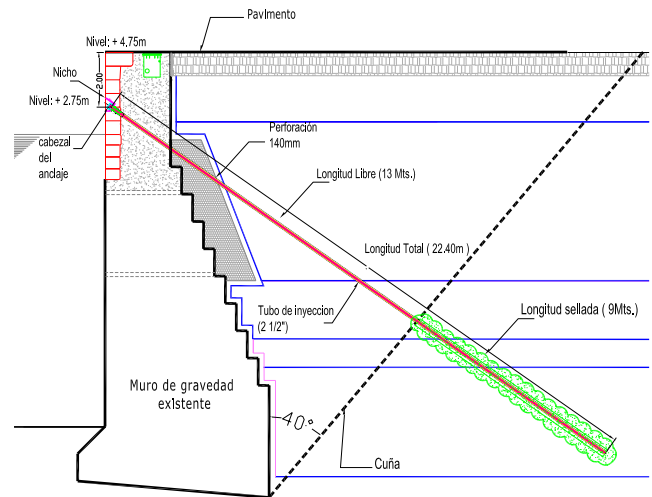


Figura 1-3 Solución ad-hoc propuesta para reforzar los muros de gravedad existentes

Por lo citado anteriormente, y en una primera etapa de análisis, fue necesario, calcular la estabilidad global, el estado de tensiones y deformaciones bajo las nuevas cargas de servicio. Mientras que en una segunda etapa de estudio fue necesario realizar un análisis tensional de la zona de introducción de esfuerzos de tesado de los anclajes activos para diseñar la placa de anclaje y verificar las tensiones que se desarrollan en la misma, en el hormigón simple y en el granito existente.

## 2 PRIMERA ETAPA DEL ANÁLISIS

Se realizó un Modelo de Elementos Finitos (MEF) de estado plano de deformaciones para el dimensionamiento de los anclajes y la verificación de la estabilidad global. Este modelo describe el comportamiento mecánico del suelo a través de la formulación constitutiva de Mohr-Coulomb, el cual no admite tensiones efectivas de tracción. También es importante especificar que las deformaciones en el suelo se han considerado en condiciones drenadas.

Por último, y en el mismo MEF, se planteó una secuencia de análisis en etapas constructivas, las cuales están vinculadas con la metodología propuesta por el constructor y que permitieron contemplar las diversas tareas para la ejecución de los anclajes.

La secuencia de análisis se desarrolló en cuatro etapas partiendo de la situación inicial con las cargas de servicio previas a 2009. Luego se procedió a incluir la construcción del nicho donde se alojarán las placas de anclaje y cabezas de los anclajes, por lo que fue necesario retirar la sobrecarga actuante en la

zona de influencia. Posteriormente, una vez instalada la formación, introducidos los cables e inyectados los anclajes, se realizó una prueba de carga con 70 Ton, lo que representa 125% de la carga de servicio (56 Ton), para finalmente bloquearlos con dicha carga de servicio. Una vez fijado el anclaje, se procedió a cargar nuevamente la zona para las sobrecargas de uso y la operación de las grúas de diseño, siendo las mismas grúas Gottwald modelo HMK 280 E.

Resumiendo, la secuencia de aplicación de las acciones y los estados considerados se realizó de la siguiente forma:

- Se retira la carga superficial inicial en la zona de influencia.
- Se realiza el anclaje cada 3,78 m sobre el frente del muro a cota +2,75, con su respectivo tesado, primero el de prueba (70 Ton) y luego el de servicio (56 Ton).
- Se aplica la carga superficial inicial.
- Se incrementan las cargas superficiales y las cargas puntuales correspondientes a las patas de las grúas.

Finalmente, se redujeron progresivamente los parámetros de resistencia al corte hasta llegar a la situación límite de equilibrio a través de la reducción  $\phi/c$ , la que brinda el coeficiente de seguridad final para las nuevas cargas de uso y configuración estructural.

Para el análisis de carga se consideran como acción permanente: el peso propio del suelo y del muro de gravedad de hormigón. Mientras que como nuevas cargas vivas se adoptan: una sobrecarga distribuida superficial uniforme de  $12,5 \text{ kN/m}^2$  en los playones de maniobras de la Terminal 1 (entre el sector de operación de las grúas y hasta 20 m desde el borde del muelle); de  $155 \text{ kN/m}^2$  a partir del límite de 20m; y dos cargas semi-distribuidas de  $133 \text{ kN/m}^2$  debidas a la operación de las grúas de diseño Gottwald modelo HMK 280 E.

Se considera la introducción de un esfuerzo de prueba de postesado de 70 Ton (700 kN). Cada anclaje alcanzará una tensión en servicio de 56 Ton (560 kN).

### 3 DETALLES DEL MODELO DE CÁLCULO

Las aplicaciones geotécnicas más complejas requieren modelos avanzados para la simulación no lineal, dependiente del tiempo y el comportamiento anisótropo del suelo. Como se ha mencionado con anterioridad, el modelo

no lineal que se utiliza, es Mohr-Coulomb. La malla que se eligió, se refinó varias veces en las zonas de estudio para poder obtener resultados más precisos (Figura 3-1)

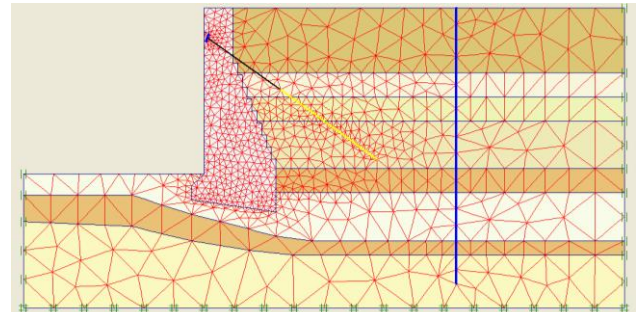


Figura 3-1 Malla de Estudio

El estado tensional inicial debido a la presión de poros se encuentra en la Figura 3-2 y el estado de presiones efectivas iniciales en la Figura 3-3.

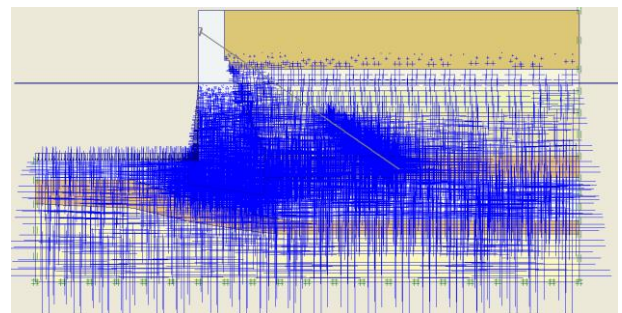


Figura 3-2 Estado Tensional – Presión de Poros

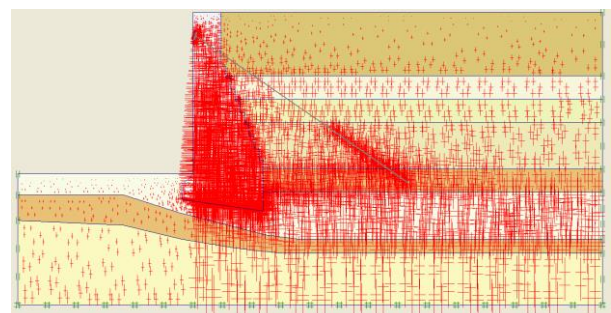


Figura 3-3 Estado Presiones Efectivas

### 4. RESULTADOS PRIMERA ETAPA

El desplazamiento horizontal de la cabeza de anclaje luego de la aplicación de las cargas resulta del MEF en aproximadamente 20 mm.

Mientras que el coeficiente de seguridad global correspondiente al funcionamiento en servicio de la estructura es de 1,86, el cual resulta aceptable.

## 5 SEGUNDA ETAPA DEL ANÁLISIS

Esta etapa de estudio consiste en el diseño de la placa de anclaje y verificación de las tensiones en el granito y el hormigón simple.

- Se consideró que la placa de anclaje apoya sobre el granito.
- Dado que el "grouting" de relleno se agrega una vez que la placa, el granito y el hormigón se encuentran deformados debido a la acción de las 56 toneladas no se lo consideró para la verificación a largo plazo. De todos modos, para analizar su influencia también se realizó un modelo donde se consideró que el "grouting" toma carga.

## 6 DETALLES DEL MODELO DE CÁLCULO

Las dimensiones de placa de anclaje adoptada son de 250 x 250 x 25 mm. El diámetro del agujero de la placa es de 90 mm, y el diámetro de la perforación dentro del granito es de 145 mm. Las dimensiones y ubicación de la placa de anclaje se presentan en la Figura 6-1.

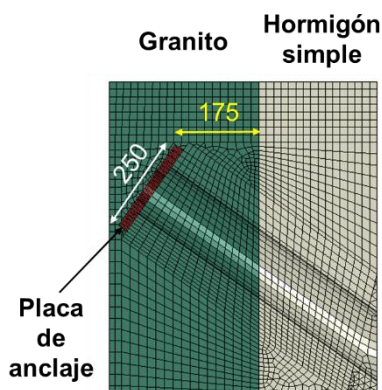


Figura 6-1 Geometría del nicho para anclajes

Para esta segunda etapa, se realizó un nuevo Modelo de Elementos Finitos (MEF) para estudiar en detalle las tensiones generadas por la introducción del tesado con y sin "grouting" de relleno (Figura 6-2).

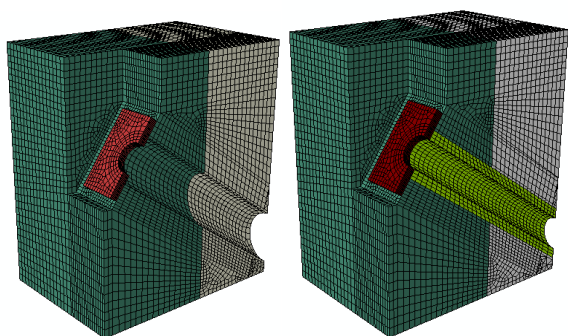


Figura 6-2 Izquierda sin "grouting", derecha con "grouting"

Las propiedades de los materiales utilizados se listan en la siguiente tabla:

Elemento	Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	Módulo de Elasticidad [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión rotura compresión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión rotura tracción [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión fluencia [kg/cm <sup>2</sup> ]
Placa anclaje Acero F24	7,800	2,050,000	----	----	2500
Granito	2,500	50,000	1,500	150	----
Hormigón H-13	2,400	21,500	130	13	----
Grouting	2,200	20,000	----	----	----

## 7 RESULTADOS SEGUNDA ETAPA

Las figuras que se sitúan a continuación, muestran la distribución de tensiones y deformaciones en la placa del anclaje, el granito y el hormigón para el estado de prueba de carga con 70 Ton de fuerza de tesado.

Descripción de figuras:

- Placa de anclaje Figuras 7-1 y 7-2.
- Tensiones en el granito 7-3 y 7-4.
- Tensiones en el hormigón 7-5 y 7-6.

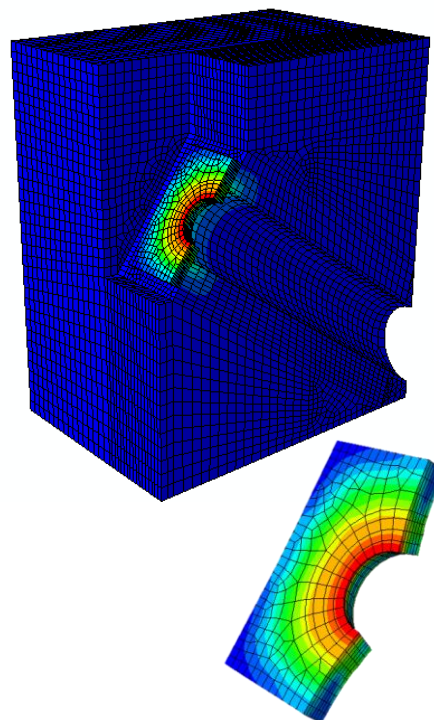
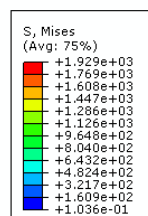


Figura 7-1 Distribución tensiones equivalentes de Von Mises

La tensión máxima que se alcanzaría en la placa sería de 1924,00 kg/cm<sup>2</sup>.

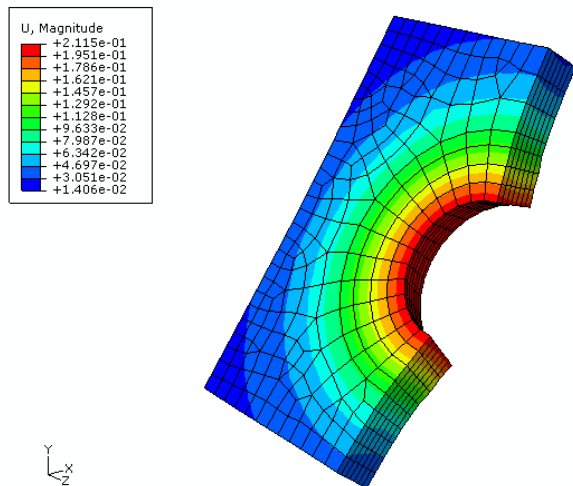


Figura 7-2 Distribución de desplazamientos

La deformación máxima que se alcanzaría en la placa sería de 0,22 mm.

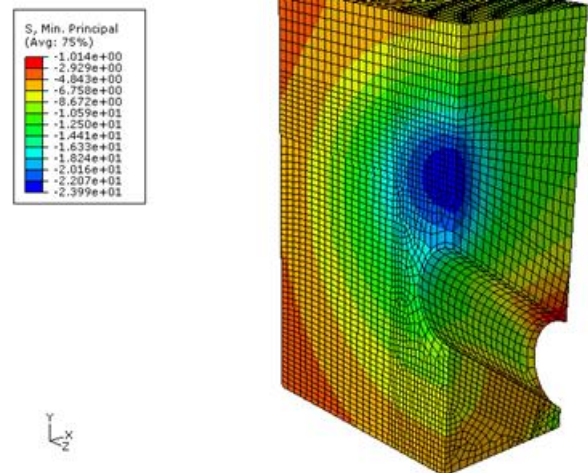


Figura 7-5 Distribución de tensiones de compresión (hormigón simple)

La tensión máxima de compresión que se alcanzaría en el hormigón sería de 24 kg/cm<sup>2</sup>.

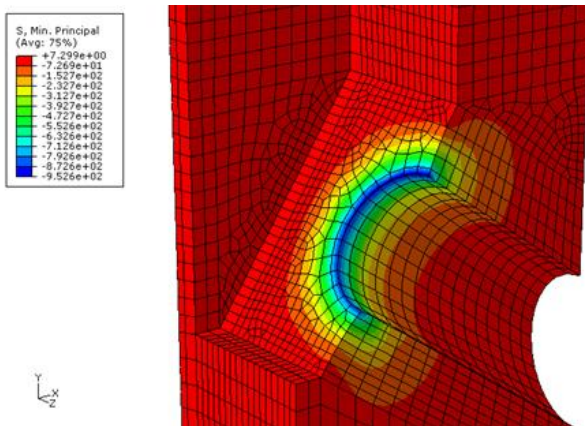


Figura 7-3 Distribución de tensiones de compresión (granito)

La tensión máxima de compresión que se alcanzaría en el granito sería de 953 kg/cm<sup>2</sup>.

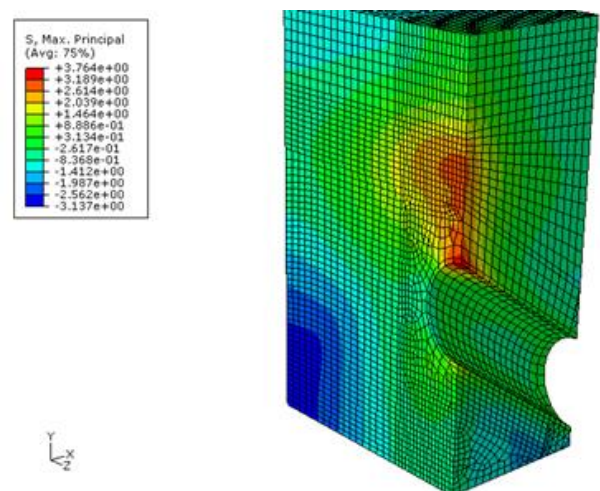


Figura 7-6 Distribución de tensiones de tracción (hormigón simple)

La tensión máxima de tracción que se alcanzaría en el hormigón sería de 4kg/cm<sup>2</sup>.

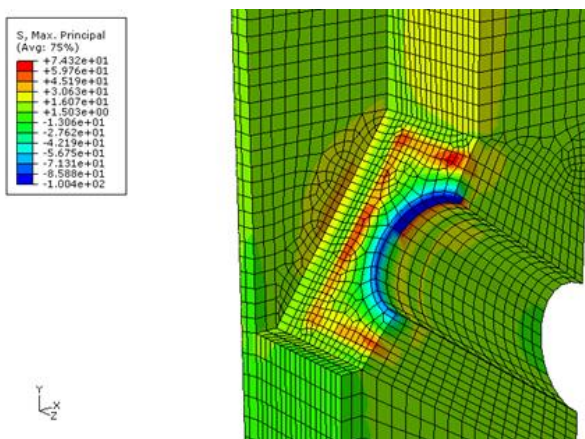


Figura 7-4 Distribución de tensiones de tracción (granito)

La tensión máxima de tracción que se alcanzaría en el granito sería de 74 kg/cm<sup>2</sup>.

En la siguiente tabla se resumen los valores obtenidos para distintos estados de carga.

TABLA RESUMEN	PLACA ANCLAJE		GRANITO		HORMIGÓN	
	Tensión von Mises	Desplaz.	Tens. Comp.	Tens. Tracc.	Tens. Comp.	Tens. Tracc.
	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tiro: 70 t	1929	0.22	953	74	24	4
Tiro: 56 t	1524	0.17	762	59	19	3

## 8 VERIFICACIONES

### 8.1 Verificación de la placa de anclaje:

Se verifica el tiro a 70 y 56 toneladas. Dado la baja recurrencia del tiro de 70 Ton, el coeficiente de seguridad requerido para la placa es de 1,1; mientras que para el tiro de 56 Ton el coeficiente de seguridad requerido es de 1,6.

Coeficiente seguridad 70t:

$$\gamma = \sigma_y / \sigma$$

$$\gamma = 2500 \text{ kg/cm}^2 / 1929 \text{ kg/cm}^2$$

**1.30 > 1.10 VERIFICA**

Coeficiente seguridad 56t

$$\gamma = \sigma_y / \sigma$$

$$\gamma = 2500 \text{ kg/cm}^2 / 1524 \text{ kg/cm}^2$$

**1.62 > 1.60 VERIFICA**

En ambos casos, las deformaciones de la placa debido a los esfuerzos de introducción del esfuerzo de tesado resultan admisibles (deformación trabajo: 0,17 mm).

### 8.2 Verificación de los bloques de granitos:

Se verifica el tiro a 70 y 56 toneladas. Dado la baja recurrencia del tiro de 70t el coeficiente de seguridad requerido para el granito es de 1,25, mientras que para el tiro de 56t el coeficiente de seguridad es de 1,75.

Coeficiente seguridad aplastamiento a 70t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 1500 \text{ kg/cm}^2 / 953 \text{ kg/cm}^2$$

**1.57 > 1.25 VERIFICA**

Coeficiente seguridad fisuración a 70t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 150 \text{ kg/cm}^2 / 59 \text{ kg/cm}^2$$

**2.02 > 1.25 VERIFICA**

Coeficiente seguridad aplastamiento a 56t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 1500 \text{ kg/cm}^2 / 762 \text{ kg/cm}^2$$

**1.97 > 1.75 VERIFICA**

Coeficiente seguridad fisuración a 56t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 150 \text{ kg/cm}^2 / 59 \text{ kg/cm}^2$$

**2.54 > 1.75 VERIFICA**

### 8.3 Verificación del muro de hormigón:

Para la determinación de los esfuerzos en el hormigón se consideró en forma conservadora un espesor en los bloques de granito de 40 cm.

Se verifica el tiro a 70 y 56 toneladas. Dado la baja recurrencia del tiro de 70 Ton, el coeficiente de seguridad requerido para el hormigón simple es de 1,25; mientras que para el tiro de 56 Ton el coeficiente de seguridad es de 1,75.

Coeficiente seguridad aplastamiento a 70t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 130 \text{ kg/cm}^2 / 24 \text{ kg/cm}^2$$

**5.42 > 1.25 VERIFICA**

Coeficiente seguridad fisuración a 56t:

$$\gamma = \sigma_{\text{rot}} / \sigma$$

$$\gamma = 13 \text{ kg/cm}^2 / 4 \text{ kg/cm}^2$$

**3.25 > 1.25 VERIFICA**

## 10 CONCLUSIONES

Se recomienda utilizar una placa de anclaje de 250 x 250 x 25 mm, ya que la misma verifica los ELU y ELS. También es importante hacer notar que las tensiones en el granito (953 kg/cm<sup>2</sup>) verifican ampliamente en referencia a los datos brindados (1500 kg/cm<sup>2</sup>).

También se recomienda que los nichos se realicen en coincidencia con los centros de tramo de los bloques de granito, de esta forma se evitarán discontinuidades en el material de apoyo y se minorará el riesgo de falla local.

## REFERENCIAS

- DIN 412. (1990-11): Ground Anchorages; Design, Construction and Testing
- BS 8081:1989 Ground Anchors
- EN 1537: Anclajes al terreno – Ejecución de trabajos geotécnicos especiales.
- T.A.95 – Tirants de anchorage
- Abaqus/CAE (2009). "User's Manual". Dassault Systèmes SIMULIA Corp. Versión 6.9. Providence, RI, USA.