



Tesis de grado en Ingeniería Civil

**MODELACIÓN NÚMERICA DE ESTRUCTURAS DE
CONTENCIÓN PORTUARIAS:
APLICACIÓN AL MURO DE GRAVEDAD DEL PUERTO NUEVO
DE BUENOS AIRES**

Autor:

Juan P. Cigana

Tutor de Tesis:

Profesor Ing. Alejo O. Sfriso

Cotutor de Tesis:

Profesor Ing. Alberto Del Vecchio



CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I – Introducción al método de los elementos finitos	2
Introducción.....	2
Requisitos para una solución general	2
Análisis numérico.....	4
Estados de deformación 2D	7
CAPITULO II – Modelos constitutivos	9
Introducción.....	9
Modelo Mohr – Coulomb	9
Modelo Hardening Soil – HSM.....	10
Modelo Soft Soil Creep – SSCM	13
CAPITULO III – Simulación numérica aplicada al muro del Puerto de Buenos Aires	16
Introducción.....	16
Perfil geotécnico empleado	16
Acciones estructurales sobre un muro portuario	19
Estados de carga analizados	24
Secuencia constructiva	26
Consideraciones especiales sobre el Coeficiente de Seguridad en modelos numéricos.....	28
CAPITULO IV – Análisis de resultados	30
Introducción.....	30
Resultados para distintos estados de carga	30
Resultados para el dragado a -36 pies	36
CAPITULO V – Conclusiones.....	40
REFERENCIAS	42



INTRODUCCIÓN

Las estructuras de contención portuaria del Puerto de la Ciudad de Buenos Aires son, fundamentalmente, muros de gravedad cimentados a cota -11m, desde el cero local. La operación del Puerto con naves y grúas modernas ha requerido el aumento de la cota de dragado de 29 hasta 34 pies, incluso ya se encuentra en proyecto la profundización de la ruta troncal de navegación a 36 pies, además del respectivo aumento en las cargas actuantes en superficie. Esto ha motivado la necesidad de efectuar refuerzos a los muros como tensores o micropilotes.

El objetivo de este trabajo de tesis es el análisis comparativo de algunas de las técnicas de refuerzo empleadas en los muros existentes en el Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires. La comparación se efectúa mediante la modelización de todas las alternativas mediante el método de los elementos finitos. Se evalúa el efecto, eficiencia y rango de aplicación de los distintos sistemas de confortación y refuerzo empleados hasta el presente, y se presenta un análisis crítico de ventajas y desventajas de cada uno.

El trabajo se completa con una discusión de las técnicas de modelización de las distintas condiciones de carga actuantes sobre el muro, incluyendo cambios en presiones neutras con drenaje parcial, el efecto del dragado al pie, sobrecargas estáticas y dinámicas en el coronamiento, etcétera.

CAPITULO I – Introducción al método de los elementos finitos

Introducción

El método de los elementos finitos fue desarrollado por primera vez por ingenieros aeronáuticos en la década del '50 para el análisis estructural de aviones, usando las recién aparecidas computadoras. Si bien comenzó basándose en el concepto de “balance de fuerzas”, pronto fue reemplazado por teorías fundadas en el cálculo variacional y en los métodos de Rayleigh – Ritz (para análisis estructural) ó en el método de Galerkin (para problemas no lineales).

El método permite la solución aproximada de problemas de campo que pueden ser descriptos mediante ecuaciones diferenciales. Se basa en el empleo de subdivisiones del dominio geométrico en un número finito de elementos más pequeños. Cada elemento tiene un cierto número de nodos, los que a su vez poseen determinados grados de libertad que corresponden a valores discretos de las incógnitas del problema a resolver. En el caso del cálculo de deformaciones, los grados de libertad representan las componentes del desplazamiento de cada nodo. El campo de desplazamientos dentro del elemento (vector u) se obtiene a partir de los valores calculados en los nodos (vector v) utilizando funciones interpolantes ensambladas en la matriz H :

$$u = Hv$$

Requisitos para una solución general

Una solución teórica para un problema de valores de contorno debe, en general, satisfacer las siguientes condiciones:

- equilibrio
- compatibilidad
- comportamiento constitutivo del material
- condiciones de borde, tanto de fuerzas como desplazamientos

Equilibrio

El concepto de tensión cuantifica como las fuerzas se transmiten dentro de un continuo. La tensión es un tensor de 6 componentes:

$$\sigma = \begin{matrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{matrix} \quad \text{con: } \begin{matrix} \tau_{xy} = \tau_{yx} \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} \\ \tau_{zy} = \tau_{yz} \end{matrix}$$

Tensiones sobre un cubo elemental:

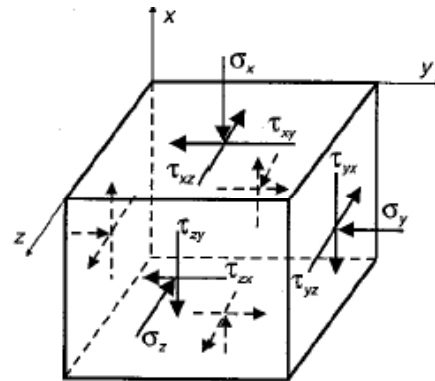


Figura 1

Sin considerar efectos de la inercia, y asumiendo que el peso propio γ actúa en la dirección x , las tensiones deben satisfacer las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned}$$

Compatibilidad

Compatibilidad cinemática

La compatibilidad cinemática implica que no existe superposición de material ni generación de huecos. El sentido físico de compatibilidad se puede explicar considerando una placa formada por placas más pequeñas como se ve en la figura.

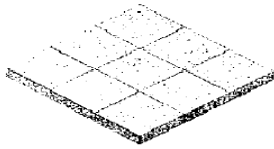


Figura 2 - Placa antes de la deformación

La diferencia entre una deformación compatible y otra incompatible se aprecia en la figura siguiente.

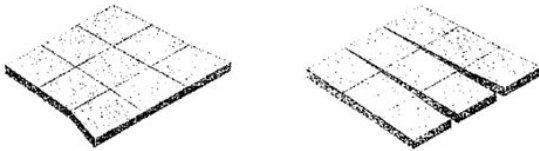


Figura 3 - Deformación compatible e incompatible

Si los desplazamientos se definen mediante funciones continuas u , v y w en las direcciones x , y y z respectivamente, las deformaciones específicas quedan definidas como (asumiendo teoría de pequeñas deformaciones y compresión positiva), la compatibilidad cinemática implica el cumplimiento de las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x} & \varepsilon_y &= -\frac{\partial v}{\partial y} & \varepsilon_z &= -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} & \gamma_{yz} &= -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} & \gamma_{xz} &= -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned}$$

Como las seis deformaciones específicas están en función de solo tres desplazamientos, no son independientes. Se puede demostrar matemáticamente que, para que exista un campo de desplazamientos compatibles, todas las componentes de las deformaciones anteriores y sus derivadas deben existir y ser continuas hasta segundo orden. El campo de desplazamientos debe satisfacer cualquier desplazamiento o restricción impuesto por las condiciones de borde.

Condiciones de equilibrio y compatibilidad

Combinando las condiciones de equilibrio y compatibilidad, tenemos:

- Incógnitas: 6 tensiones + 6 deformaciones + 3 desplazamientos = 15
- Ecuaciones: 3 equilibrio + 6 compatibilidad = 9

Se requieren 6 ecuaciones extra para poder lograr una solución. Estas se obtienen de las relaciones constitutivas de los materiales.

Ecuaciones constitutivas

Las ecuaciones constitutivas son relaciones entre tensiones y deformaciones que describen el comportamiento del material y, por lo tanto, proveen un nexo entre equilibrio y compatibilidad. Para los cálculos este comportamiento constitutivo debe ser expresado matemáticamente en la forma:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{bmatrix}$$

Como el suelo se comporta de manera no lineal, la matriz D depende tanto de las tensiones actuales como de la historia previa de carga del material.

El comportamiento constitutivo de los suelos debe expresarse en términos de tensiones efectivas. Los incrementos de tensiones totales, neutras y efectivas se calculan mediante

$$\begin{aligned} \Delta\sigma' &= [D']\Delta\varepsilon \quad \Delta u = [D_u]\Delta\varepsilon \\ &\text{entonces;} \\ \Delta\sigma &= ([D'] + [D_u])\Delta\varepsilon \end{aligned}$$

donde $[D_u]$ es una relación constitutiva que vincula el cambio en la presión de poros Δu con el incremento de deformación. Para suelos saturados en condición no drenada, el cambio en la presión de poros está simplemente relacionado con la deformación volumétrica a través de la compresibilidad volumétrica del agua. Como el agua es mucho más rígida que el terreno, el comportamiento no drenado de suelos puede

modelizarse simplíficamente como el de un material que se deforma a volumen constante.

Análisis numérico

Los problemas de valores de contorno complejos no tienen solución analítica, por lo que su empleo y aplicación práctica están asociados al uso de herramientas de análisis numérico.

La capacidad de un modelo numérico para simular correctamente un dado comportamiento depende de la correcta formulación del problema, de la calidad y pertinencia del modelo constitutivo empleado, de la correcta selección de las condiciones de borde y de una adecuada selección de los parámetros de entrada.

Una vez que se define la geometría, el procedimiento constructivo, los parámetros materiales y las condiciones de borde, el problema queda determinado desde el punto de vista mecánico. El modelo se completa con la selección de parámetros numéricos, como el tipo y número de elementos, las estrategias de integración, etcétera.

Tipos de elementos disponibles en Plaxis

Elementos para sólidos

Existen dos elementos para sólidos 2D en Plaxis: triángulos de 6 y 15 nodos. El triángulo de 15 nodos provee una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y 12 puntos de Gauss para la integración numérica (puntos de tensión).

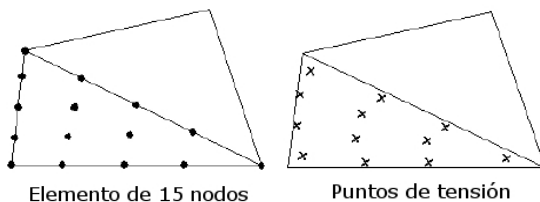


Figura 4 - Elemento de 15 nodos. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

Las funciones interpolantes para estos elementos triangulares se basan en 2 coordenadas locales independientes ξ y η , y además una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$.

El triángulo de 6 nodos, por su parte, proporciona un orden de interpolación de 2 y 3 puntos de integración. Se sabe que este elemento presenta problemas de bloqueo para deformaciones importantes, por lo que no puede emplearse en problemas de falla, como análisis de capacidad de carga o determinación del coeficiente de seguridad.

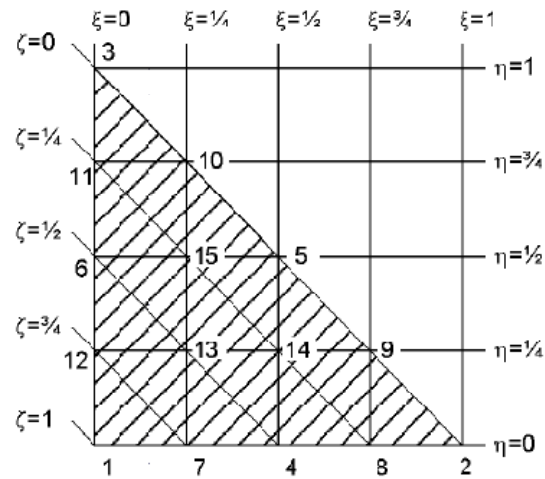


Figura 5 - Coordenadas locales y numeración, elemento de 15 nodos. (Plaxis 2D Scientific Manual V9)

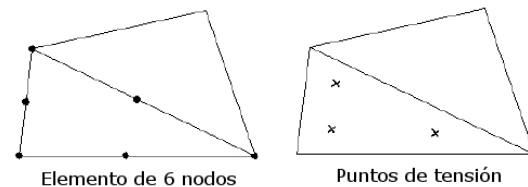


Figura 6 - Elemento de 6 nodos. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

La integración numérica se realiza por medio de la cuadratura de Gauss, de manera que la integral se aproxima con una sumatoria de valores de la función evaluada en determinados puntos, multiplicados por los coeficientes w_i (raíces de los polinomios de Legendre)

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i$$

Este tipo de integración permite obtener resultados exactos para polinomios de grado hasta $2k-1$, siendo k el número de puntos utilizados.

Para poder calcular las deformaciones específicas a partir de los desplazamientos se debe derivar en función de las coordenadas globales (x, y, z) . Matricialmente se tiene:

$$\varepsilon = B_i v_i$$

donde

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial H_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial H_i}{\partial y} & \frac{\partial H_i}{\partial z} \\ \frac{\partial H_i}{\partial y} & \frac{\partial H_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial H_i}{\partial z} & \frac{\partial H_i}{\partial y} \\ \frac{\partial H_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial H_i}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Dentro de cada elemento las derivadas son calculadas con respecto al sistema de coordenadas locales (ξ, η, ζ) . La relación entre el sistema local y el global involucra al Jacobiano J :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial H_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial H_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial H_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial H_i}{\partial x} \\ \frac{\partial H_i}{\partial y} \\ \frac{\partial H_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial H_i}{\partial x} \\ \frac{\partial H_i}{\partial y} \\ \frac{\partial H_i}{\partial z} \end{bmatrix}$$

Las derivadas locales se pueden obtener de las funciones interpolantes del elemento, ya que éstas están formuladas en coordenadas locales. Las componentes del Jacobiano se obtienen de las diferencias entre las coordenadas nodales, e invirtiendo numéricamente al Jacobiano se obtiene su inversa J^I .

Finalmente, las componentes Cartesianas de las deformaciones específicas son calculadas como sumatorias de las contribuciones de cada nodo:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i B_i \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix}$$

donde v_i son las componentes del desplazamiento del nodo i . Para cada elemento la matriz de rigidez K^e es calculada como la integral:

$$K^e = \int B^T D^e B dV$$

o, numéricamente:

$$K_{ij}^e = \sum_k B_i^T D^e B_j w_k$$

Elementos de barra

Los elementos de barra son elementos estructurales que solo admiten esfuerzos de tracción y compresión pero no momentos flexores o corte. Se emplean para modelar refuerzos en el suelo, bulbos de anclaje, etc. Estos elementos poseen 2 grados de libertad por nodo, que son los desplazamientos v_x y v_y en las coordenadas globales X e Y respectivamente. Dependiendo del tipo de elemento de área que se esté utilizando (triangular de 6 o 15 nodos) los elementos de barra a emplear serán de 3 o 5 nodos respectivamente.



Figura 7 - Elementos de barra. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

Nuevamente, como en los elementos triangulares, el desplazamiento en un punto ξ será:

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n H_i(\xi) v_i$$

donde:

- v_i el desplazamiento en el nodo i
- $H_i(\xi)$ el valor de la función interpolante del nodo i en la posición ξ
- $u(\xi)$ el valor del desplazamiento resultante en el nodo i
- n el numero de nodos por elemento

Elemento de viga

Este tipo de elemento se utiliza para discretizar componentes esbeltos de la geometría, de igual manera que los elementos de barra, pero con capacidad de resistir esfuerzos de flexión simple o compuesta y corte. Cuentan con 3 grados de libertad por nodo; 2 desplazamientos (v_x y v_y) y una rotación θ .

Anclajes

Este tipo de elemento consiste en un resorte elastoplástico que vincula 2 nodos de la geometría o un nodo con un vínculo absoluto. Se utilizan para modelar tensores, puntales, etc. Resiste esfuerzos de tracción y de compresión.

Interfaces

En la interacción entre suelo y estructura se pueden generar movimientos relativos entre las superficies de contacto. Sin embargo, el uso de elementos continuos con compatibilidad en los desplazamientos, en un análisis por elementos finitos de estas situaciones, prohibiría estos movimientos relativos.

La compatibilidad nodal del método de los elementos finitos obliga al movimiento conjunto de elementos adyacentes. Para resolver este problema existen las interfaces, elementos usados para modelar la superficie de contacto entre suelo y estructura; por ejemplo en la superficie inferior de una base o los lados de un muro de contención,

etc. Las principales ventajas de estos elementos son, por un lado, la posibilidad de modificar el comportamiento constitutivo de las superficies de contacto (fricción entre distintos materiales), y además permitir movimientos relativos (deslizamientos, separación, etc.) y mejorar la estabilidad numérica de la solución en los sectores de alto gradiente de deformación.

Existen 2 tipos de interface, de 6 o 10 nodos en función del elemento de área utilizado.

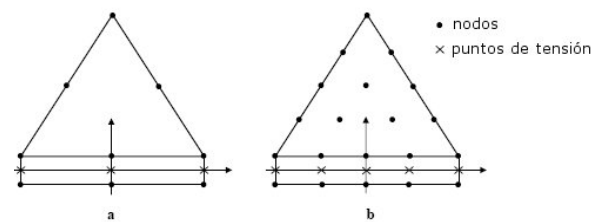


Figura 8 - Interface de 6 y 10 nodos. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

A pesar de que en la figura los elementos aparecen con un espesor determinado, en la formulación de los elementos finitos los nodos tienen exactamente las mismas coordenadas, es decir que el espesor real de estos elementos es cero.

El uso de los elementos de interface no se limita solo a modelar el contacto entre distintos materiales. Determinados puntos de estructuras rígidas, como esquinas o puntos donde se generan abruptos cambios en las condiciones de borde, pueden originar gran concentración de tensiones y deformaciones. Los elementos triangulares, utilizados para modelar la masa de suelo, no pueden reproducir estas concentraciones y como resultado se obtienen errores numéricos importantes.

Para evitar este fenómeno se emplean elementos de interface adicionales, de manera de agregar puntos de integración extra en la malla de elementos finitos.

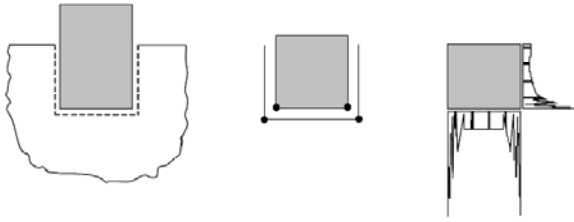


Figura 9 - Contacto entre estructuras sin elementos de interface adicionales. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

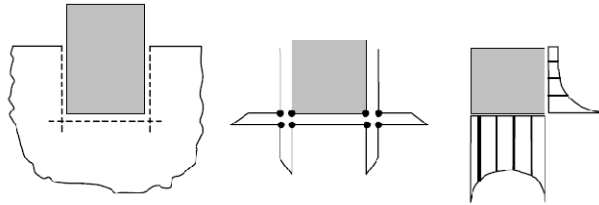


Figura 10 - Contacto entre estructuras con elementos de interface adicionales. (Plaxis 2D Reference Manual V9)

Estados de deformación 2D

Para poder aplicar los conceptos anteriores a un problema real de geotecnia se deben hacer ciertas idealizaciones y suposiciones. En particular, es necesario especificar el comportamiento del suelo en forma de una relación constitutiva matemática. También puede ser necesario simplificar o idealizar la geometría y/o las condiciones de borde del problema.

Estado plano de deformaciones

En problemas donde una dimensión predomina sobre las otras dos y, además, las fuerzas y/o desplazamientos aplicados son perpendiculares e independientes a ésta, todas las secciones transversales serán iguales. Es decir, si la dirección z del problema es lo suficientemente grande, y se puede asumir que las condiciones existentes en el plano $x-y$ permanecen constantes para todos los planos paralelos a éste, los desplazamientos entre dos secciones $x-y$ cualesquiera serán nulos. Esto significa que $w = 0$, y los desplazamientos u y v son independientes de la coordenada z . Las condiciones consistentes con estas aproximaciones definen el caso de estado plano de deformaciones:

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

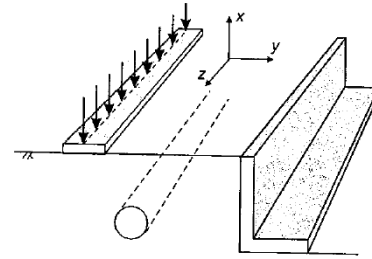


Figura 11 - Estado plano de deformaciones. (Guidelines for the use of advanced numerical analysis – Ed. Thomas Telford)

Y la relación constitutiva se reduce a:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Simetría axial

Algunos problemas poseen simetría axial; por ejemplo una base circular cargada uniformemente, o con carga centrada, sobre suelo homogéneo o con estratigrafía horizontal tiene una simetría axial sobre un eje pasante por el centro de la base. Los ensayos triaxiales y los pilotes independientes constituyen otro ejemplo de este tipo de simetría.

En este tipo de problemas es usual el uso de coordenadas cilíndricas para el análisis; r para la dirección radial, z para la vertical y φ para la acimutal.

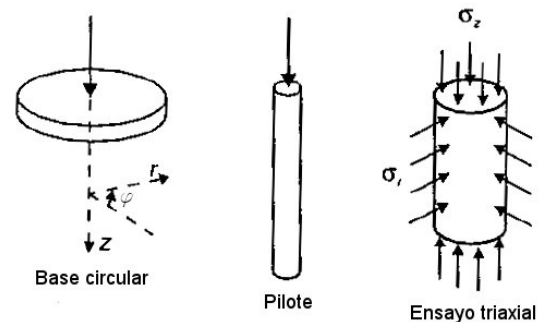


Figura 12 - Ejemplos de simetría axial. (Guidelines for the use of advanced numerical analysis – Ed. Thomas Telford)



Debido a la simetría, no existen desplazamientos en la dirección φ y además los desplazamientos en r y z son independientes de φ , con lo cual las deformaciones se reducen a:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= -\frac{\partial u_r}{\partial r} & \varepsilon_z &= -\frac{\partial u_z}{\partial z} & \varepsilon_\varphi &= -\frac{u}{r} \\ \gamma_{rz} &= -\frac{\partial u_z}{\partial r} - \frac{\partial u_r}{\partial z} & \gamma_{r\varphi} &= \gamma_{z\varphi} = 0\end{aligned}$$

donde, u_r y u_z son los desplazamientos en las direcciones r y z respectivamente.

De igual forma que en el caso de estado plano de deformaciones, la matriz $[D]$ se reduce y por lo tanto solo quedan 4 componentes de tensión distintas de 0; $\Delta\sigma_r$, $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_\varphi$, $\Delta\tau_{rz}$.

CAPITULO II – Modelos constitutivos

Introducción

En este capítulo se hace un breve repaso de los modelos constitutivos empleados con más frecuencia para la descripción del comportamiento de geomateriales y disponibles en Plaxis.

La correcta selección del modelo a utilizar para la simulación de un determinado problema tiene gran importancia: un modelo demasiado simple puede no considerar características relevantes para el problema en cuestión, mientras que uno demasiado complejo puede requerir la selección de parámetros irrelevantes. Por ejemplo, para problemas de estabilidad, los parámetros que controlan el comportamiento son los dos parámetros de resistencia al corte. Los demás parámetros, si existen, son prácticamente superfluos para el problema. Entonces, un modelo de cinco parámetros, como el modelo Mohr-Coulomb, puede ser más eficiente que un modelo de ocho o más parámetros, desarrollado para simular otros aspectos más complejos del comportamiento del material.

Modelo Mohr – Coulomb

Introducción

El criterio de falla más utilizado en geotecnia es el criterio de *Mohr-Coulomb*, basado en la línea de falla definida por Coulomb (1776) y en el círculo de tensiones de Mohr (1882). Prácticamente todas las teorías de resistencia de la mecánica de suelos se basan en este criterio de falla.

Combinado con elasticidad lineal, el criterio de Mohr-Coulomb se convierte en un modelo elasto – plástico de plasticidad perfecta, lo que implica que la superficie de fluencia queda establecida por los parámetros del modelo y no varía con las deformaciones plásticas.

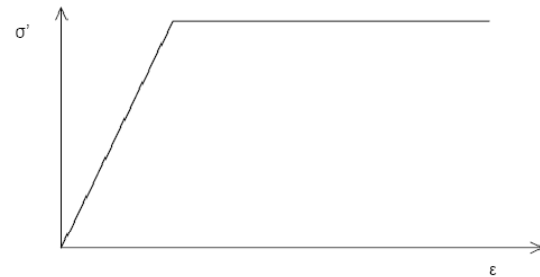


Figura 13 - Modelo de elasto – plasticidad perfecta.

La plasticidad está asociada al desarrollo de deformaciones irreversibles. Se define una función de fluencia $f(\sigma)$ que determina una superficie en el espacio de tensiones principales, delimitando dos regiones: i) todos los puntos ubicados dentro de la superficie se comportan elásticamente; ii) los ubicados sobre la superficie corresponden al comportamiento plástico. No se admiten puntos por fuera de la superficie de fluencia.

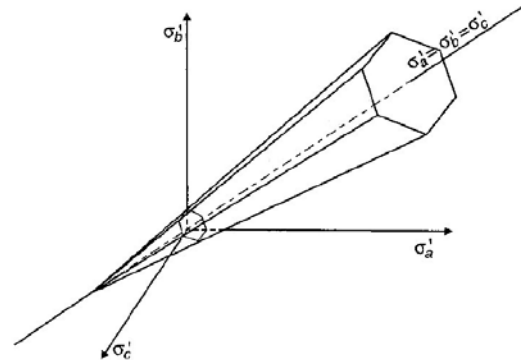


Figura 14 - Superficie de fluencia del modelo Mohr – Coulomb. (Guidelines for the use of advanced numerical analysis – Ed. Thomas Telford)

Formulación

El rango elástico es lineal, caracterizado por dos parámetros: el módulo de Young E y el módulo de Poisson ν .

La superficie de fluencia queda definida por dos parámetros: el ángulo de fricción interna ϕ' y la cohesión c' . El potencial plástico, que controla la dirección de los incrementos de deformación plásticos, queda definido por un parámetro: el



ángulo de dilatación ψ , que controla la tasa de incremento de deformación volumétrica plástica con relación a la deformación plástica de corte y permite modelar los cambios de volumen asociados a distorsiones plásticas.

Limitaciones del modelo Mohr - Coulomb

El modelo tiene varias desventajas:

1. No tiene en cuenta la historia de deformaciones, con lo cual no puede distinguir entre carga primaria, descarga o recarga dentro de la superficie de falla.
2. En todo el rango de deformaciones anterior a la falla, el modelo muestra un comportamiento elástico contractivo.
3. La dilatación es fija, lo que implica que el volumen aumenta linealmente con la deformación deviatorica plástica, con lo que no puede alcanzarse el estado crítico.
4. Dentro del cono de fluencia, el comportamiento es elástico, por lo que no pueden simularse procesos muy comunes en geotecnia como la compresión edométrica.

El modelo es muy útil para cálculos de estabilidad de taludes, muros de contención rígidos y otros problemas en los que el terreno trabaja en rango elastoplástico. No es adecuado para el estudio de problemas de interacción suelo-estructura en el rango de deformaciones anterior a la falla.

Modelo Hardening Soil – HSM

Introducción

El Hardening Soil Model es un modelo de plasticidad con endurecimiento basado en una extensión del modelo hiperbólico de Duncan – Chang. El modelo permite simular razonablemente el comportamiento de diferentes tipos de suelos, tanto blandos como compactos, en carga monotónica de corte y de compresión. A diferencia de un modelo de elasticidad-plasticidad perfecta, su

superficie de fluencia no está fija en el espacio de tensiones, sino que se expande con la deformación plástica.

Algunas características del modelo son:

1. Rigidez dependiente de la tensión.
2. Plasticidad por corte antes de la falla plástica.
3. Deformación plástica por compresión primaria.
4. Descarga elástica.
5. Criterio de falla de Mohr-Coulomb.
6. Dilatación dependiente de la movilización de la resistencia al corte.

Formulación de plasticidad al corte

Cuando se somete un suelo a una carga desviadora primaria, éste muestra una disminución en su rigidez a la vez que se generan deformaciones plásticas irreversibles. Para el caso de un ensayo triaxial drenado, la relación entre la deformación axial y la tensión desviadora puede ser ajustada satisfactoriamente mediante una hipérbola. Esta relación fue formulada originalmente por Kondner (1963), y luego utilizada por el modelo Hiperbólico (Duncan y Chang, 1970).

La idea básica para la formulación del modelo HSM es la relación hiperbólica entre la deformación ε_1 y la tensión desviadora q en la carga triaxial primaria. Las curvas carga-desplazamiento obtenidas en estos ensayos pueden representarse como:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para } q < q_f$$

Donde q_a es un límite asintótico de la curva tensión – deformación. El parámetro interno E_{50} es el módulo de rigidez secante al 50% del valor de falla para carga primaria y se obtiene como:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$

donde E_{50}^{ref} es un modulo de rigidez de referencia correspondiente a la presión de confinamiento de referencia p^{ref} (generalmente 100kPa) y m es un exponente que controla la dependencia de la presión de confinamiento. La rigidez real depende de la tensión principal menor σ_3 , la cual equivale a la presión de confinamiento del ensayo triaxial.

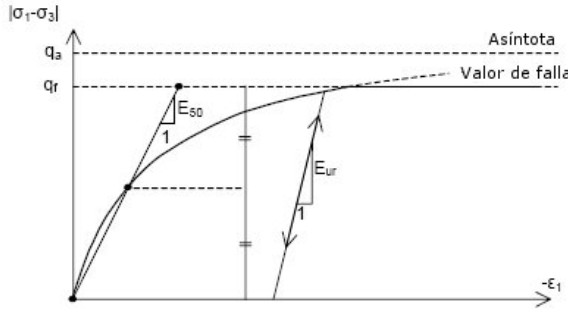


Figura 15 - Relación hiperbólica entre tensión y deformación para un ensayo triaxial drenado.

El valor último de la tensión desviadora q_f y el valor de q_a se definen como:

$$q_f = (c \cot \phi + \sigma_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Esta relación para q_f deriva del criterio de falla de Mohr – Coulomb. Así una vez que $q = q_f$, el criterio de falla se satisface y ocurre la plastificación perfecta. R_f es un parámetro del modelo.

Para trayectorias de tensión de descarga – recarga se utiliza otro modulo de rigidez también dependiente de la tensión:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$

donde E_{ur}^{ref} es un modulo de Young de referencia para descarga y recarga correspondiente a la

presión de confinamiento de referencia p^{ref} . Como orientación, puede adoptarse

$$E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}.$$

Formulación de plasticidad a compresión

El comportamiento en compresión unidimensional queda determinado por la superficie de fluencia que se indica en la Figura 17 y cuya expresión es

$$f = \frac{q^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2$$

donde α es un parámetro auxiliar del modelo, determinada por K_0^{nc} .

Esta superficie de fluencia es una elipse en el plano p - q cuya abscisa es la presión de preconsolidación isotrópica p_p y cuya ordenada máxima (en $p = 0$ kPa) depende de K_0^{nc} . En efecto, la forma de la superficie de fluencia determina su normal, y ésta determina la relación:

$$\frac{\varepsilon_q^p}{\varepsilon_v^p} = \frac{n_q}{n_v}$$

de forma que

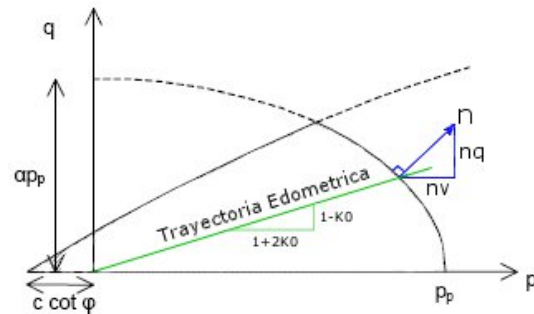


Figura 16 – Trayectoria edométrica en el plano q-p

En el marco de la teoría de la plasticidad, esta relación a su vez determina el cociente

$$\frac{\dot{q}}{\dot{p}}$$

Si se quiere que la trayectoria cumpla con K_0^{nc} constante, debe cumplirse que

$$\frac{\dot{q}}{\dot{p}} = \frac{q}{p} = \frac{(1 - K_0^{nc})}{(1 + 2K_0^{nc})}$$

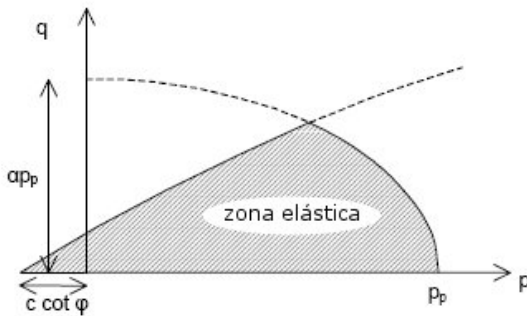


Figura 17 – Superficie de fluencia

La función de endurecimiento se deriva a partir de la ecuación

$$\sigma_1 = e^{\frac{\varepsilon}{\lambda^*}}$$

Con

$$\lambda^* = \frac{p^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$$

donde E_{oed} es el módulo de rigidez edométrico, que se calcula con la expresión

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{c \cot \phi + p^{ref}} \right)^m$$

y E_{oed}^{ref} es un parámetro.

La relación tensión-deformación que se obtiene se indica en la figura siguiente.

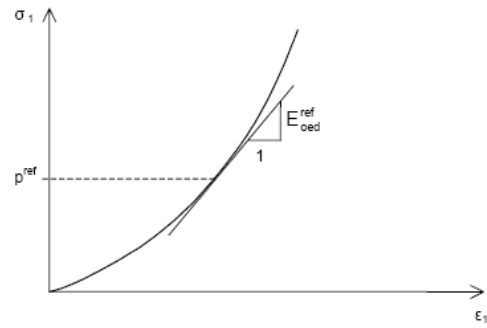


Figura 18 - Ensayo edométrico

Parámetros del Modelo HSM

El modelo tiene diez parámetros, a saber:

1. Parámetros resistentes: c , ϕ , σ_t (resistencia a la tracción).
2. Parámetro para regla de flujo: ψ .
3. Parámetros elásticos: E_{ur}^{ref} , ν_{ur} , m .
4. Parámetros elastoplásticos al corte: E_{50}^{ref} , R_f .
5. Parámetros elastoplásticos a compresión: E_{oed}^{ref} , K_0^{nc} .

Comparación del modelo HSM con Mohr-Coulomb

Entre las ventajas del modelo HSM sobre el de Mohr – Coulomb se pueden indicar:

- Rigidez elástica dependiente de la presión
- Plasticidad al corte con endurecimiento
- Plasticidad por compresión

La comparación puede verse en las figuras siguientes:

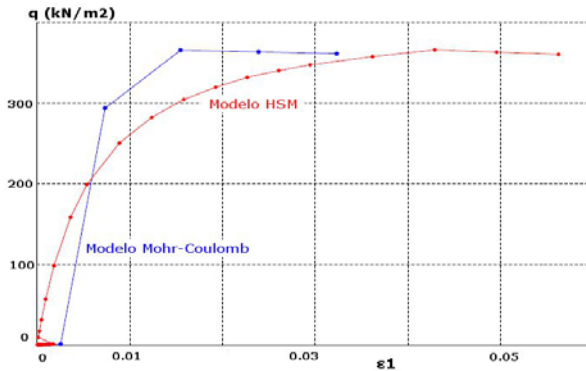


Figura 19 - Comparación de resultados para un ensayo triaxial.

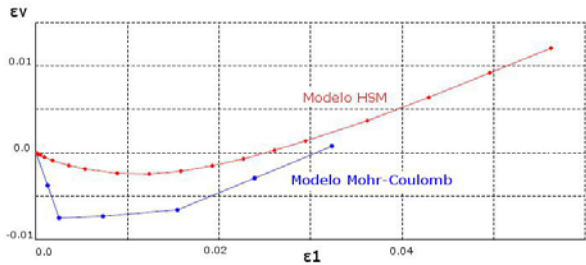


Figura 20 - Comparación de resultados para un ensayo triaxial.

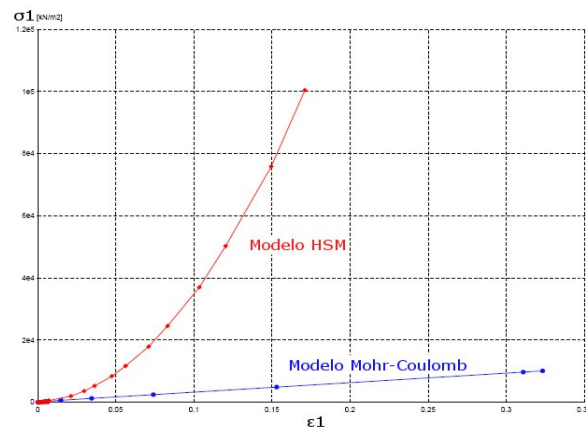


Figura 21 – Comparación de resultados para un ensayo edométrico.

Modelo Soft Soil Creep – SSCM

El SSCM es un modelo aplicable a arcillas normalmente consolidadas o ligeramente

preconsolidadas, limos arcillosos y turba. Es una versión muy modificada del modelo Cam Clay Modificado de Roscoe y Burland (1968), que incorpora una superficie de falla adicional y la capacidad de modelar compresión secundaria (viscoplástica), algo no incluido en el modelo HSM.

Algunas características básicas del SSCM son:

- Elasticidad lineal hasta la falla por corte (no modela la relación hiperbólica).
- Rigidez edométrica dependiente de la tensión (compresión logarítmica de arcillas).
- Compresión secundaria (dependiente del tiempo).
- Criterio de falla de Mohr-Coulomb (abandono de la función de fluencia del Cam Clay modificado como criterio de falla).

Formulación

La superficie de fluencia es una elipse de la forma:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p)$$

donde

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

es la tensión desviadora

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

p' : tensión hidrostática efectiva

$$M = \frac{6 \sin \phi_{ec}}{3 - \sin \phi_{ec}}$$

M es un parámetro característico del suelo que controla la forma de la elipse

ϕ_{ec} : ángulo de fricción de estado crítico

p_p : es la presión de preconsolidación que controla su tamaño

A continuación se muestra la superficie de fluencia sobre el plano q - p y los dominios de plasticidad:

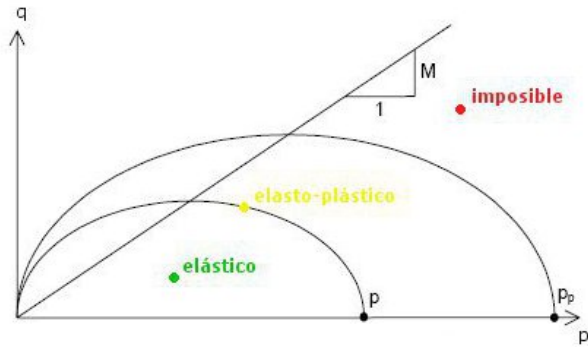


Figura 22 - Superficie de fluencia

Las deformaciones elásticas siguen la siguiente expresión:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e}$$

Mientras que las deformaciones plásticas se rigen por:

$$\varepsilon_v^p - \varepsilon_v^{p0} = (\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e}$$

donde,

ε_v : deformación volumétrica

κ^* : índice de recarga modificado

λ^* : índice de compresión modificado

Diferenciación entre deformaciones elásticas y viscoplásticas

El modelo SSM describe las deformaciones volumétricas como una suma de deformaciones volumétricas elásticas y plásticas, debidas a la carga:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = -\kappa^* \left(\frac{p'}{p^0}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \left(\frac{p'}{p^0}\right)$$

Para modelar las deformaciones viscoplásticas se pueden elegir dos formulaciones:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^v$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^{vp}$$

En la primera, las deformaciones viscosas $d\varepsilon_v^v$ y las deformaciones plásticas $d\varepsilon_v^p$ están separadas. En la segunda, en cambio, las deformaciones viscosas y plásticas son una sola $d\varepsilon_v^{vp}$.

Con la primera formulación, el paso del tiempo afecta a $d\varepsilon_v^v$ pero no a $d\varepsilon_v^p$, por lo que no cambia la superficie de fluencia. Si la superficie de fluencia depende solo de $d\varepsilon_v^p$, se concluye que no se puede simular la preconsolidación por envejecimiento. Con la segunda formulación, el paso del tiempo es equivalente a un cambio de tensión, puesto que ambos producen modificaciones en la misma variable $d\varepsilon_v^{vp}$, por lo que la simulación de la preconsolidación aparente es más simple. Esta segunda estrategia es la que se ha implementado en el modelo SSCM.

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^{vp} = -\kappa^* \left(\frac{\dot{p}'}{p'}\right) - \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}}\right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}}$$

donde,

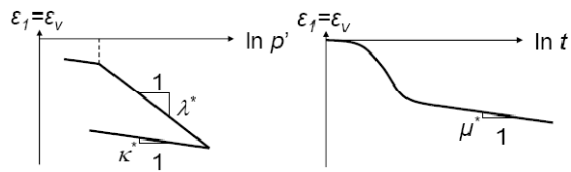
$$p_p^{eq} = p_{p0}^{eq} e^{\frac{-\varepsilon_v^c}{\lambda^* - \kappa^*}}$$

μ^* : índice de consolidación secundaria modificado

τ : tiempo de duración de la carga

Con esta aproximación, la viscoplasticidad siempre está presente; en análisis drenados y durante la consolidación primaria, al igual que después de la misma. Entonces no debería discriminarse en “consolidación primaria” y “consolidación secundaria”, es decir que el efecto de viscoplasticidad no se detiene, sino que con el transcurso del tiempo se hace más lento.

Los parámetros κ^* , λ^* y μ^* se obtienen de ensayos edométricos:



Y como regla general:

$$\frac{\lambda^*}{\kappa^*} \approx 3 - 10 \quad \frac{\lambda^*}{\mu^*} \approx 15 - 30$$

También pueden relacionarse con parámetros normalizados:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3 (1 + e)}$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 C_r}{2.3 (1 + e)}$$

$$\mu^* = \frac{C_a}{2.3 (1 + e)}$$

CAPITULO III – Simulación numérica aplicada al muro del Puerto de Buenos Aires

Introducción

A continuación se presenta la geometría general del problema que se estudiará en este trabajo. Se trata de un muro de gravedad de hormigón simple, estructura de contención típica del Puerto Nuevo de la ciudad de Buenos Aires. En la *Figura 23* se muestran las dársenas donde la sección del muro de gravedad se corresponde con la analizada (CIAE-SEGBA Usinas Puerto Nuevo, Plano BAF N°6); en la *Figura 24* se muestra en detalle dicha sección (AGPSE Croquis 11-6).



Figura 23 - Ubicación de la sección analizada

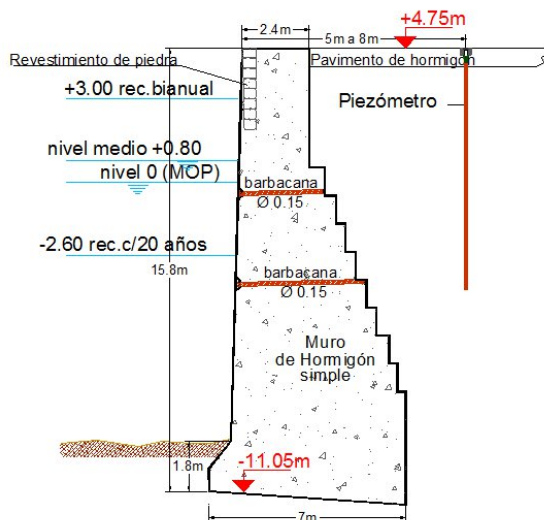


Figura 24 – Sección característica de los muros de gravedad del Puerto Nuevo de Buenos Aires (AGPSE Croquis 11-6)

Para poder analizar el problema, primero se debe crear un modelo de la geometría, una representación de la realidad utilizando los distintos elementos disponibles, de manera de que cada parte interviniente en el problema real este representada en el modelo. Debido a la gran longitud del muro frente a las otras dimensiones, el problema puede analizarse como un caso de estado plano de deformaciones.

Perfil geotécnico empleado

El perfil geotécnico típico del Puerto de Buenos Aires ha sido descrito en numerosas publicaciones (Ledesma - Cam Clay y Postpampeano; Quaglia - Rigidez Inicial y Cohesion efectiva de la Formacion Pampeano; Quintela - Rigidez Edometrica del Pampeano Medio) y no será repetido aquí. Tomando como base estudios de suelos de la zona (Ing. Leoni&Asociados SA - EST-3473 Terminal 5 Bactssa), se optó por utilizar cinco estratos distintos, como se observa en la *Figura 25*.

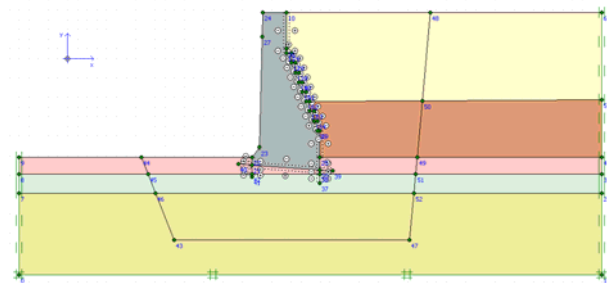


Figura 25 – Esquema geométrico

El Estrato 1 se corresponde con la Formación Postpampeano y material de relleno; se trata de limos y arcillas blandas, producto de la sedimentación fluvial, cubiertos con rellenos antrópicos recientes. Se adoptó un espesor de 9.25m para este estrato, comenzando en nivel +4.75m hasta -4.50m.



Tabla 1 (Ing. Leoni&Asociados SA - EST-3473 Terminal 5 Bactssa; Ledesma - Cam Clay y Postpampeano)

Parámetro		Estrato
		1°
Formación		Postpampeano
Peso unitario húmedo	kN/m ³	18.14
Peso unitario saturado	kN/m ³	19.12
Cohesión	kN/m ²	5
Ángulo de fricción interna	°	28
Ángulo de dilatancia	°	0
Permeabilidad horizontal	m/día	1.70E-03
Permeabilidad vertical	m/día	1.70E-03

Los Estratos 2, 3 y 4 corresponden a la formación Pampeano superior (desde -4.5m), medio (desde -10m) e inferior (desde -11.8m) respectivamente; consiste en un loess modificado, fuertemente preconsolidado por desecación y cementado con carbonato de calcio y óxidos de magnesio. Los espesores para estos estratos son 5.5m, 1.7m y 2m.

Tabla 2 (Ing. Leoni&Asociados SA - EST-3473 Terminal 5 Bactssa; Quaglia - Rigidez Inicial y Cohesion efectiva de la Formacion Pampeano)

Parámetro		Estrato	Estrato	Estrato
		2°	3°	4°
Formación		Pamp Sup	Pamp Med	Pamp Inf
Peso unit. Húmedo	kN/m ³	18.63	18.63	18.63
Peso unit. saturado	kN/m ³	19.61	19.61	19.61
Cohesión	kN/m ²	15	30	25
Áng. de fricción int.	°	31	31	30
Áng. de dilatancia	°	0	0	0
Perm. horizontal	m/día	8.64E-04	9.00E-06	8.64E-03
Perm. vertical	m/día	8.64E-05	9.00E-06	8.64E-03

Finalmente, el Estrato 5 representa la formación Puelche (desde -13.8m) constituida por arenas cuarzosas, de colores amarillentos a grisáceos y blanquecinos. Tienen una porosidad entre 20 a 30%, prácticamente sin cementar.

Tabla 3 (Ing. Leoni&Asociados SA - EST-3473 Terminal 5 Bactssa)

Parámetro		Estrato
		5°
Formación		Puelche
Peso unit. Húmedo	kN/m ³	18.63
Peso unit. saturado	kN/m ³	19.61
Cohesión	kN/m ²	1
Áng. de fricción int.	°	35
Áng. de dilatancia	°	5
Perm. horizontal	m/día	8.60E-02
Perm. vertical	m/día	8.60E-02

Esquema geométrico y mallado

Elementos

Para la generación de la malla se optó por utilizar elementos triangulares de 15 nodos. Por cuestiones de compatibilidad entre elementos de la malla, quedan definidos automáticamente los elementos de interface de 10 nodos y los elementos de barra de 5 nodos.

Condiciones de borde

La sección a estudiar abarca un área de 60m de ancho por 24m de altura, de manera de incluir toda la masa de suelo que pudiera verse afectada en el análisis. De esta forma, el límite inferior y los laterales de la geometría se establecen como condiciones de borde cinemáticas del problema.

Para validar el tamaño del modelo se realizó una primer corrida y se verificó que los desplazamientos en las cercanías de los bordes de la geometría sean muy pequeños en comparación con el resto.

Cargas

Las cargas introducidas en la geometría, ya sean puntuales o distribuidas, constituyen las condiciones de borde estáticas del problema. Siempre es necesario recordar que al tratarse de un problema de estados planos de deformación, todas las cargas serán por unidad de longitud en la dirección perpendicular al plano de la sección en estudio.

Esto se analizará con más detalle en *Acciones estructurales sobre un muro portuario*.

Interfaces

Se incluyó una interface a lo largo de toda la superficie de contacto entre el muro y el suelo de manera de permitir desplazamientos relativos entre ambos. Además, en las esquinas de la base se agregaron elementos de interface dentro de la masa de suelo, de manera de incorporar puntos de integración extra para el cálculo de tensiones.

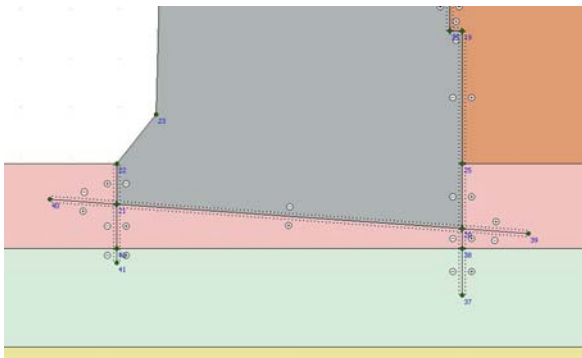


Figura 26 – Detalle de interface en la base del muro.

Mallado

El mallado en sí involucra un proceso iterativo en donde se debe ir generando y refinando sucesivamente la malla. Es necesario notar que los resultados siempre serán una aproximación a la solución exacta del problema, y la única manera de aspirar a un resultado exacto es que el tamaño del elemento más grande tienda a cero. Considerando esto último, nunca se podrá aceptar sólo una malla como definitiva. Se deben analizar varios mallados y los resultados solo podrán considerarse confiables si éstos no difieren entre sí en más de un determinado valor de tolerancia, generalmente un 10%. Además, es importante remarcar que la forma de los elementos también afecta la precisión de los resultados; cuanto más regulares sean éstos, mejores serán los resultados obtenidos.

El proceso de mallado generalmente comienza con la creación de una malla de elementos medianos para toda la geometría a estudiar. Luego a partir de una primer corrida, se identifican las zonas con elevados gradientes de desplazamientos y tensiones, donde la malla debe ser refinada. Esto depende principalmente de la complejidad del problema y en la medida en que uno pueda prever su posible comportamiento.

En este caso, se supone que la mayoría de los desplazamientos y tensiones de interés se darán en las cercanías del muro, en la parte central de la geometría, y de igual manera en la zona del bulbo de anclaje del tensor. Por esto es que en la geometría se definieron unos clusters mas pequeños alrededor del muro (ver *Figura 27*), solo a efectos de permitir un refinamiento local en ellos.

A continuación se muestra, a modo de ejemplo, una de las mallas utilizadas. Nótese la mayor densidad de elementos en la cercanía del muro y en la zona del anclaje del tensor, y además la regularidad en la forma de los elementos.

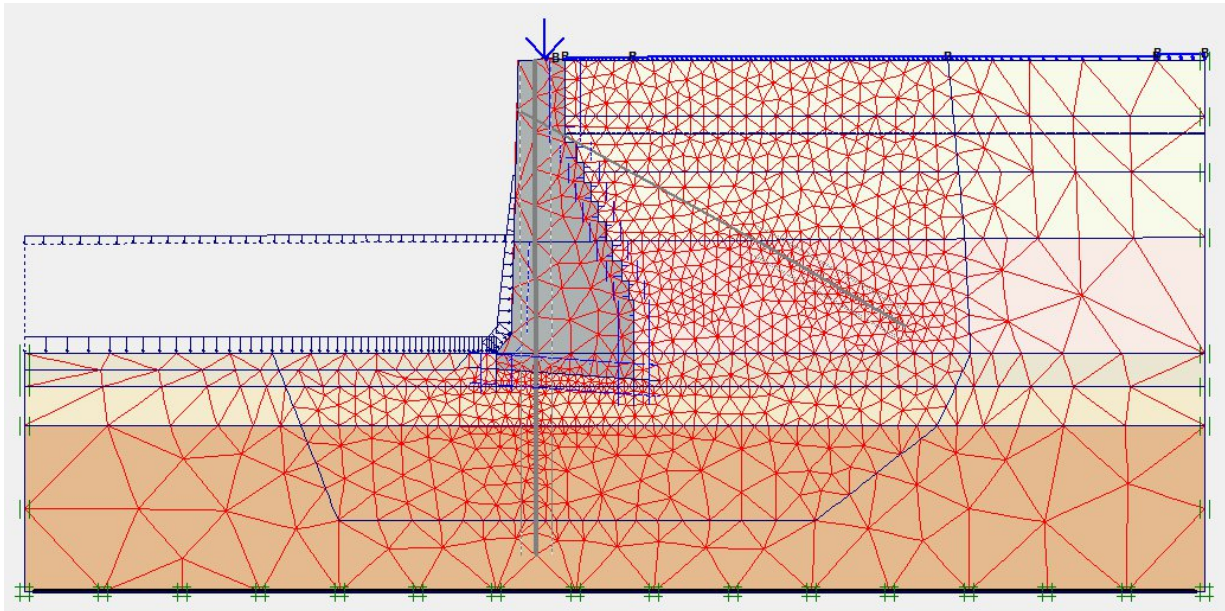


Figura 27 - Malla de elementos finitos

Acciones estructurales sobre un muro portuario

Generalidades

En esta sección se analizarán las cargas y combinaciones de carga a las que se ven sometidos los muros de contención portuarios.

Se pueden identificar dos grandes familias de cargas; las inherentes a la estructura, es decir las que debe soportar la estructura por su función de contención del suelo (peso propio del muro, empuje del suelo, presión hidrostática, etc.), y las cargas originadas por el uso del muelle, es decir las fuerzas de atraque, de operación, fuerzas de amarre, etc.

Cargas debidas al uso

Cargas de atraque

Son acciones horizontales y con dirección agua-terra, originadas por la desaceleración de los buques al atracar. Son proporcionales a la masa de éstos (denominada desplazamiento) y al cuadrado

de la velocidad al momento de la maniobra. Para evitar daños tanto al buque como al muro se utilizan sistemas de defensas. Como las defensas están ubicadas en ciertos puntos, éstos son los únicos puntos de contacto entre buque y estructura, por lo que las cargas de atraque son cargas puntuales sobre la estructura.

Para la selección del sistema de defensa se tiene en cuenta la energía del buque durante la maniobra. En las estructuras masivas como los muros de gravedad, las cargas de atraque solo se consideran para la selección del sistema de defensas, ya que la masa propia de la estructura en conjunto con el empuje pasivo del suelo contenido son capaces de absorberlas sin dificultades.

Cargas de operación

Las cargas de operación son cargas aplicadas sobre el coronamiento del muro originadas por las grúas pórtico utilizadas para la carga y descarga de los buques. También existen componentes horizontales de menor intensidad generadas por el bamboleo de las grúas mientras operan y la incidencia del viento sobre estas estructuras. Por otro lado se considera una sobrecarga de uso sobre el suelo



contenido por el muro, que representa el tránsito de los vehículos, estibas temporales de contenedores, suministros para los buques, etc.

Cuantificación de las Cargas de Operación

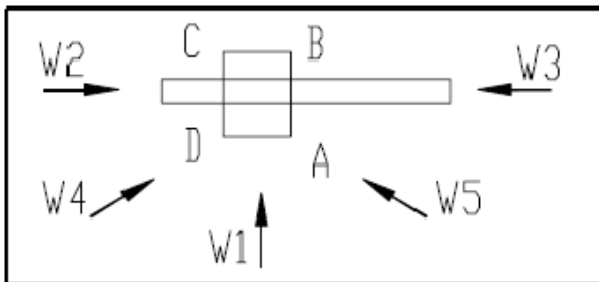
Primero se procederá a la obtención del valor de la carga generada sobre el coronamiento del muro por la operación de las grúas pórtico. Con este propósito se analizará el reporte de cargas de una grúa tipo Post Panamax ZPMC (*Figura 28*), y las reacciones que ésta genera sobre el muro bajo las distintas condiciones de operación.



Figura 28 – Grúa Pórtico ZPMC

En las siguientes tablas se detallan las cargas por rueda generadas bajo las distintas condiciones, según las especificaciones del fabricante (Wheel Load and Stability, Song Huaying, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co., Ltd.).

El esquema de referencia es:



A,B: ruedas lado agua
C,D: ruedas lado tierra

Wi: dirección del viento considerada

Carga por rueda causada por el peso propio de la grúa, sin considerar cabina y sistema de izaje

Tabla 4 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición del Boom	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Operativo [PPO]	225.4	226.8	203.9	202.5
Descanso 45° [PP45]	219.7	221.1	209.6	208.2
Descanso 80° [PP80]	198.0	199.4	231.2	229.9

Carga por rueda causada por la cabina

Tabla 5 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición de Cabina	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Extremo lado agua [CLA]	33.7	33.7	-19.4	-19.4
Extremo lado tierra [CLT]	-3.1	-3.1	17.4	17.4
Posición descanso [CD]	3.2	3.2	11.1	11.1

Carga por rueda causada por el sistema de izaje, incluyendo spreader

Tabla 6 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición del Spreader	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Extremo lado agua [SLA]	13.3	13.3	-7.9	-7.9
Extremo lado tierra [SLT]	-1.7	-1.7	7.1	7.1
Posición descanso [SD]	0.9	0.9	4.5	4.5

Carga por rueda causada por un Contenedor de 40'

Tabla 7 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición del Spreader	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Extremo lado agua [LLA]	42.2	42.2	-25.1	-25.1
Extremo lado tierra [LLT]	-5.5	-5.5	22.5	22.5

Carga por rueda causada la aceleración lateral

Tabla 8 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición del Spreader	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Extremo lado agua [ALLA]	-9.9	18.0	4.9	-13.1
Extremo lado tierra [ALLT]	-15.4	7.2	15.7	-7.6

Carga por rueda generada por la aceleración del spreader

Tabla 9 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Posición del Spreader	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Lado agua descargado [ASDA]	87.0	87.0	-51.8	-51.8
Lado tierra descargado [ASDT]	-11.3	-11.3	46.5	46.5
Lado agua cargado [ASCA]	100.1	100.1	-59.6	-59.6
Lado tierra cargado [ASCT]	-12.9	-12.9	53.5	53.5

Carga por rueda generada por la acción de un viento de 25m/s (límite de operación)

Tabla 10 (Wheel Load and Stability, ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.)

Dirección del Viento		A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]
Operación	W1	-47.7	47.7	28.5	-28.5
	W2	15.4	15.4	-15.4	-15.4
	W3	-15.4	-15.4	15.4	15.4
	W4	-38.4	50.0	20.6	-32.2
	W5	-50.0	38.4	32.2	-20.6
Descanso 45°	W2	77.9	77.9	-77.9	-77.9

Las mayores solicitaciones sobre el coronamiento del muro se detallan en la siguiente tabla. Ésta resume las solicitaciones actuantes en cada uno de los 6 estados de carga propuestos, y muestra el valor de cálculo a utilizar para cada uno de ellos. Este valor se obtiene como el promedio de la sumatoria de cargas en las bases lado agua; A y B, expresados en kN.

Tabla 11 - Combinaciones de Carga

Combinaciones de carga [KN]						
Carga	En operación				Descanso 45°	
	Estado 1	Estado 2	Estado 3	Estado 4	Estado 5	Estado 6
PPO	1	1	1	1	1	1
CLA	1	1	1	1	-	-
CD	-	-	-	-	1	1
SLA	1	1	1	1	-	-
SD	-	-	-	-	1	1
LLA	1	1	1	1	-	-
ALLA	1	-	1	-	-	-
ASDA	-	-	-	-	-	-
ASCA	-	1	-	1	-	-
W1	-	-	-	-	-	-
W2	-	-	-	-	1	-
W3	-	-	-	-	-	-
W4	1	1	-	-	-	-
W5	-	-	-	-	-	-
Total	325KN	421KN	319KN	415KN	308KN	230KN

Cómo se puede observar la máxima carga de operación vertical generada por este tipo de grúa es de 420 kN por metro lineal de riel. Además se debe considerar una carga extra horizontal, resultante de la acción del viento y la aceleración del spreader cargado, que se estima en un 10% de la máxima carga vertical.

En el modelo se incluirán ambas como cargas de operación con sus respectivos valores, y teniendo en cuenta la dirección más desfavorable para la carga horizontal, es decir en sentido Tierra-Agua.

Para la sobrecarga de uso sobre el muelle, siguiendo las recomendaciones españolas ROM 0.2-90, se establecen dos áreas como se ve en la *Figura 29*.

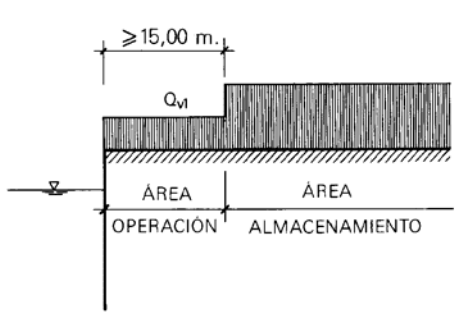


Figura 29 - (ROM 0.2-90, Tabla 3.4.2.3.1.3, Pág. 147)

El área de operación corresponde a la zona ubicada por debajo de las grúas pórtico, de unos 30m de ancho, donde se desarrollan tareas de carga y descarga de los camiones, tránsito de vehículos y estibas temporales de contenedores. En esta área, el valor de la sobrecarga aconsejado por la norma española es de 3 ton/m², o sea 30 kN/m² (ROM 0.2-90, Tabla 3.4.2.3.1.3, Pág. 147).

Por otro lado, la zona de almacenamiento destinada a las estibas permanentes y tránsito de equipos pesados queda determinada por el resto del muelle fuera de la zona de operación. Aquí la sobrecarga es mayor, debido principalmente a la mayor altura de las estibas permanentes y al equipo involucrado para mover los contenedores como son las grúas RTG o los Reachstacker. En la Tabla 3.4.2.3.1.3 de la citada norma española se recomienda el valor de 6 ton/m², o lo que es igual 60 kN/m².

Además de lo precedente se incluirá en el análisis un estado de carga extra, considerando libre de carga la superficie de muelle que se proyecta sobre parte del muro de gravedad. De manera que esa carga superficial no colabore con la estabilidad de la estructura. Este será identificado con el nombre “Desfavorable” en la *Tabla 12*.

Cargas de amarre

Son las cargas generadas sobre la estructura (a través de los bolardos) para mantener a los buques estáticos mientras se llevan a cabo las operaciones de carga y descarga. Son principalmente

horizontales, pero siempre con alguna componente vertical, y de dirección preponderantemente tierra-agua. Son el resultado de la combinación de distintas acciones que actúan sobre los buques; viento, corrientes, oleaje, etc.

Este tipo de acción queda determinada por la capacidad de carga de los bolardos, que son diseñados para fallar en caso de sobrecarga y evitar daños mayores en la estructura principal. En el caso del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires, los bolardos están diseñados para soportar 60 toneladas. Como la separación entre ellos es de 35m, podemos considerar que la zona de influencia de cada uno queda reducida a 17.5m. Y aplicando un coeficiente de 1.5 para considerar el efecto localizado sobre el muro, la carga resultante para el análisis en geometría lineal es de 51.4 kN/m.

Cargas inherentes a la estructura

Dentro de esta categoría están el peso propio de la estructura, los empujes del terreno y la presión hidrostática sobre el muro.

En los modelos numéricos, este tipo de cargas no pueden ser especificadas por el operador, sino que dependen de los parámetros de entrada y son parte del cálculo.

Carga de agua

Para el análisis de las acciones hidrostáticas sobre la estructura se estudiaron los niveles del Río de la Plata y las mediciones de los piezómetros ubicados en el muelle del 5° espigón del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires.

A continuación, en la *Figura 30* se pueden ver los resultados de las mediciones de los piezómetros desde Enero del 2007 hasta Febrero del 2011, comparados con los niveles del Río de la Plata referidos al 0 del mareógrafo del Riachuelo.

Luego, en la *Figura 31*, se calcula la diferencia entre ambos niveles, llamada “retardo hidráulico” ya que es generada justamente por el tiempo que le

toma al agua fluir fuera del muelle acompañando las variaciones en el nivel del río.

Estas mediciones semanales de los últimos cuatro años muestran que la diferencia entre el nivel del río y el freático en el muelle nunca excedió el valor de 90cm. Esto se debe principalmente a la gran cantidad de drenes ubicados a lo largo del muro y al mantenimiento periódico al que son sometidos para evitar obstrucciones.

No obstante esto, la recomendación usual para el análisis de estabilidad de este tipo de muros en la zona que nos ocupa, indica considerar los siguientes valores:

- 1.00m como mínimo, para operación ordinaria.
- 2.00-2.50m para casos excepcionales de bajantes pronunciadas actuando simultáneamente con intensas lluvias.

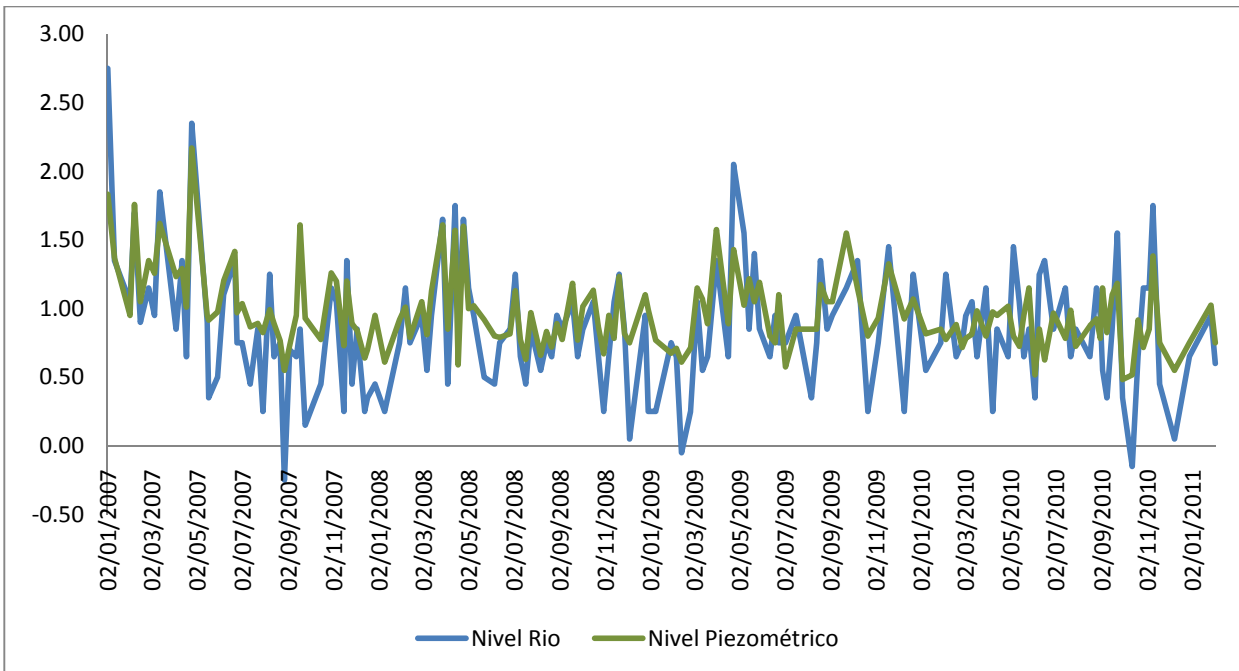


Figura 30 – Comparación de los niveles del Río de la Plata y el nivel piezométrico.

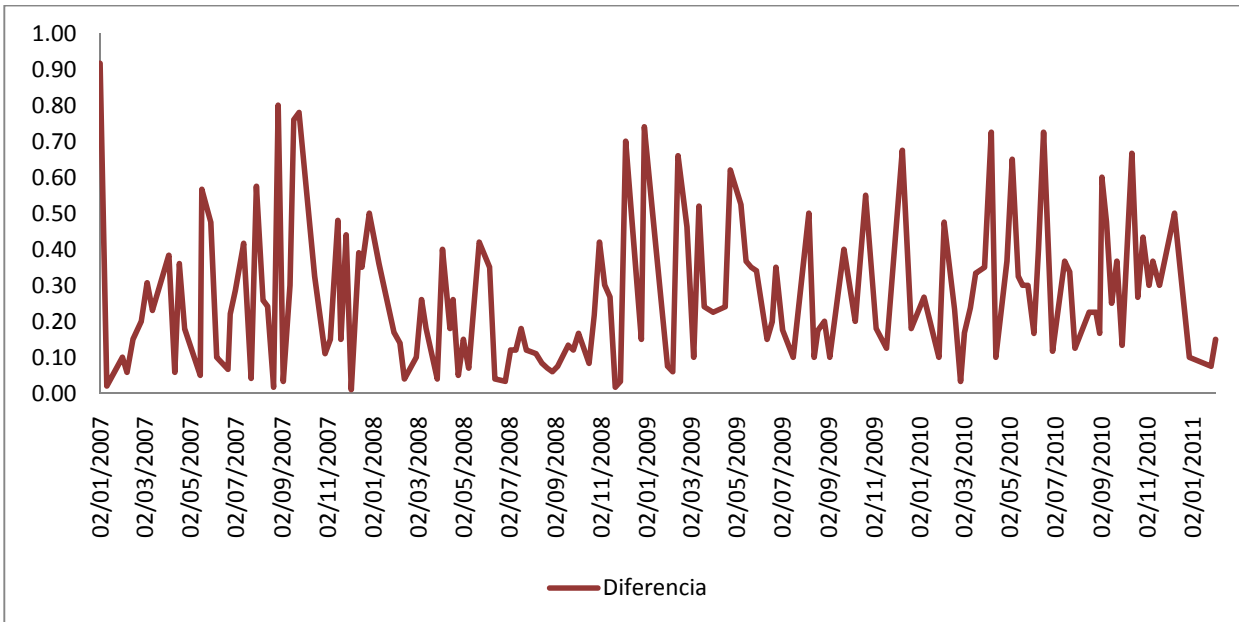


Figura 31 – Diferencia entre el nivel del Río de la Plata y el nivel piezométrico.

Estados de carga analizados

En la siguiente tabla se detallan las combinaciones de carga de los distintos estados analizados:

Tabla 12 – Estados de Carga

Estado de Carga	Tipos de Carga				
	Cargas inherentes		Cargas de uso		
	Retardo hidráulico		Operación	Amarre	Sobrecarga muelle
	Ord. (1m)	Excep. (2m)			
I	--	--	Estado 5	--	Normal
II	1	--	Estado 2	1	Normal
III	--	1	Estado 2	1	Normal
IV	--	--	Estado 2	1	Normal
V	--	1	Estado 5	--	Normal
VI	1	--	Estado 2	1	Desfavorable
VII	--	1	Estado 2	1	Desfavorable

Mallas FEM de los respectivos estados de carga

Estado I:

En este estado la grúa pórtico se encuentra en posición de descanso, con el boom retraído a 45° para permitir las maniobras de atraque o retirada del buque. Viento del norte con una intensidad de 25m/s. Los niveles del Río y el freático están igualados en la cota 0, es decir no hay retardo hidráulico.

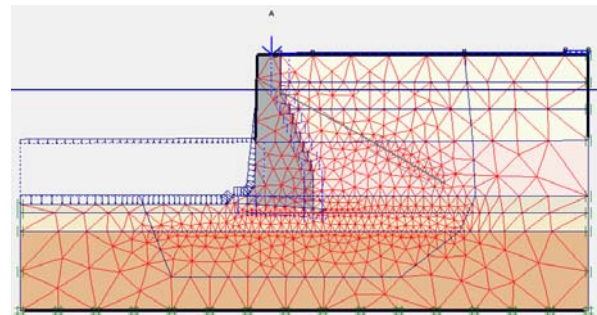


Tabla 13 - Estado I

Carga vertical sobre coronamiento	308 KN/m
Carga horizontal sobre coronamiento	30.8 KN/m
Carga distribuida sobre muelle	30-60 KN/m ²

Estado II:

Este estado representa una baja del río de 1m con respecto al nivel freático dentro del muelle, lo que supone una sobrepresión hidráulica de 1m sobre el muro. La grúa pórtico se encuentra operando, cargada con un contenedor de 40' y el viento es de dirección noroeste. Sobre el muro se encuentra un buque tipo PostPanamax atracado, el cual genera un tiro sobre los bolardos de amarre traduciéndose como un esfuerzo horizontal sobre el coronamiento del muro. Este último se suma a la componente horizontal del esfuerzo generado por la grúa pórtico en operación, dando como resultado los valores de la siguiente tabla:

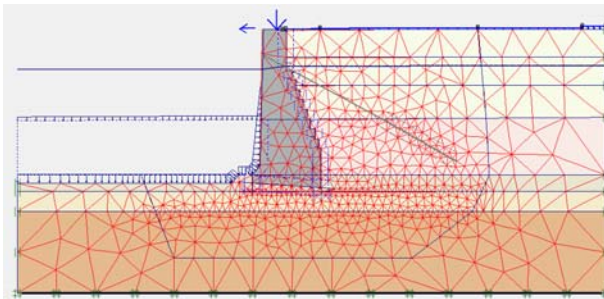


Tabla 14 - Estado II

Carga vertical sobre coronamiento	421 KN/m
Carga horizontal sobre coronamiento	59.2 KN/m
Carga distribuida sobre muelle	30-60 KN/m ²
Retardo hidráulico	1m

Estado III:

En este caso se modela un estado de operación con las mismas condiciones que en el anterior (*Estado II:*) pero con la particularidad de un retardo hidráulico excepcional de 2m, simulando una baja pronunciada del río sumada a fuertes precipitaciones.

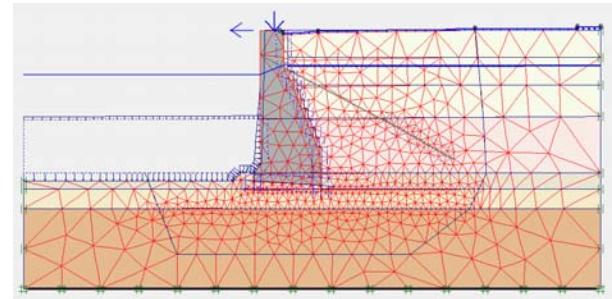


Tabla 15 - Estado III

Carga vertical sobre coronamiento	421 KN/m
Carga horizontal sobre coronamiento	59.2 KN/m
Carga distribuida sobre muelle	30-60 KN/m ²
Retardo hidráulico	2m

Estado IV:

Éste modela las mismas condiciones de operación de la grúa pórtico que en los dos casos anteriores (*Estado II:* y *Estado III:*) pero sin ningún tipo de sobrepresión hidráulica sobre el muro: retardo hidráulico nulo.

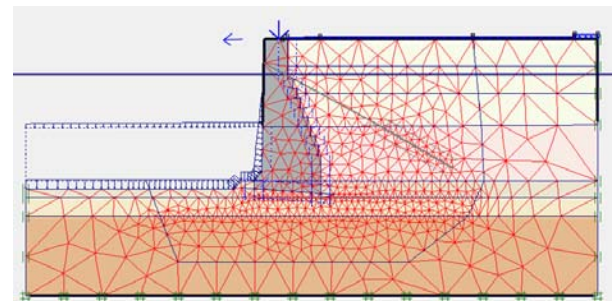


Tabla 16 - Estado IV

Carga vertical sobre coronamiento	421 KN/m
Carga horizontal sobre coronamiento	59.2 KN/m
Carga distribuida sobre muelle	30-60 KN/m ²

Estado V:

En este caso la grúa se encuentra en posición de descanso con el boom elevado, de la misma forma que en el *Estado I:*, pero con un retardo hidráulico excepcional de 2m.

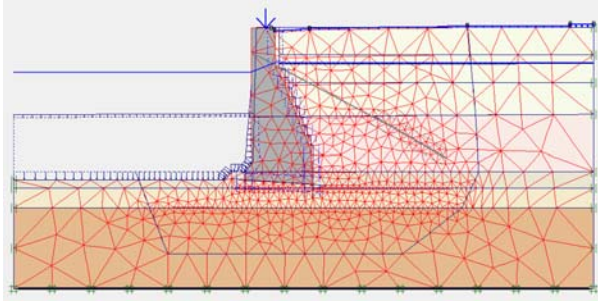


Tabla 17 - Estado V

Carga vertical sobre coronamiento	308 KN/m
Carga horizontal sobre coronamiento	30.8 KN/m
Carga distribuida sobre muelle	30-60 KN/m ²
Retardo hidráulico	2m

Nótese como en los estados de operación de la grúa pórtico aparece simultáneamente el esfuerzo horizontal en el coronamiento del muro, representando el esfuerzo de amarre sobre los bolardos del muelle. Éste es compatible con la dirección del viento supuesta en la *Tabla 11* para calcular los esfuerzos verticales debidos a la operación. En todos los casos siempre está presente la carga de 30-60 KN/m² (según corresponda) debida a la operación de vehículos sobre el muelle, como se detalló en *Cuantificación de las Cargas de Operación*, ya que esta es independiente de la operación sobre los buques.

Estado VI y VII:

En todos los estados precedentes se analiza la sobrecarga de uso sobre el muelle en toda su superficie, como se explicó en *Cargas de operación*. De otra forma, en estos dos últimos estados se busca estudiar y comparar el efecto producido al descargar el muelle en su proyección sobre el muro, de forma que esta carga no colabore estabilizando a la estructura contra el volcamiento.

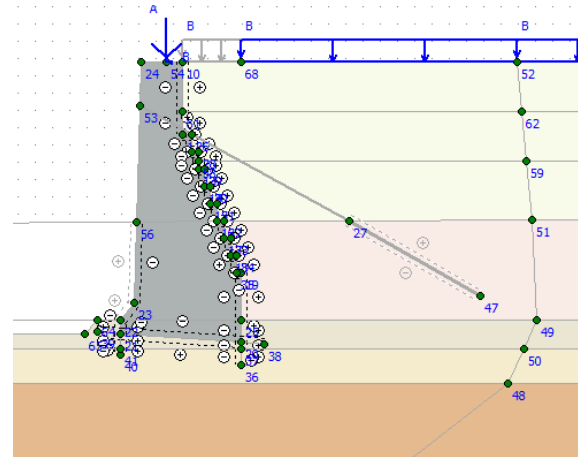


Figura 32 – Carga sobre muelle desfavorable

El resto de las cargas son idénticas al Estado II en el caso del VI, y al III en el caso del VII.

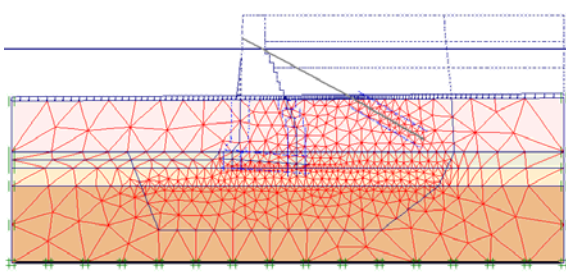
Secuencia constructiva

Generalidades

El propio proceso constructivo del muelle, así como los diferentes materiales utilizados como relleno, generan una gran heterogeneidad entre los diferentes estratos del suelo. Esto conlleva una dificultad inherente a la hora de obtener los estados de tensión iniciales en cada punto, necesarios para el cálculo. Las tensiones iniciales de cada etapa dependen de la historia previa de cada estrato, así como a su vez los resultados obtenidos en cada una de estas etapas pasan a ser los estados iniciales de la siguiente. De esta forma, para poder aproximar estos estados de tensión iniciales es necesario reproducir en diferentes etapas todo el proceso constructivo del muro. Entonces, con el objetivo de obtener la malla final, que representa el estado actual de la estructura, es que se generaron las seis etapas previas que se detallan a continuación.

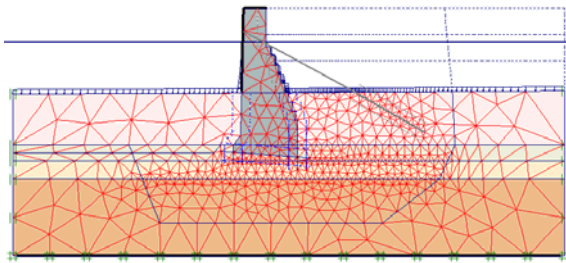
Etapas representadas

Etapas Inicial



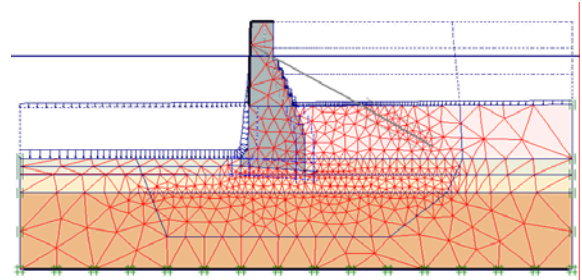
Se generan las tensiones iniciales que representan el estado de equilibrio del suelo sin perturbar. Para ello se utiliza el método de K_0 , el cual genera las tensiones iniciales sin introducir desplazamientos.

Etapas de Construcción del Muro de Gravedad



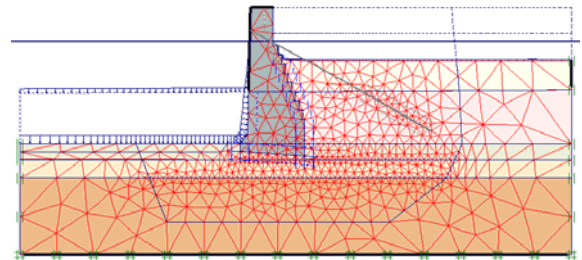
En esta etapa se representa la construcción del muro de gravedad. Esta construcción consistió en una excavación de paredes sub-verticales en el Pampeano, la construcción del muro en si mismo y el relleno de la excavación remanente. Como estas etapas no tienen influencia en el comportamiento posterior del muro, es suficientemente preciso considerar que toda la secuencia ocurre en una única etapa, en la que se cambia el material de los clusters de la parte enterrada del muro y se encienden los clusters correspondientes al muro que sobresale del terreno. Además se activan también las interfases que representan la superficie de contacto entre el muro y el suelo.

Etapas del Primer Dragado

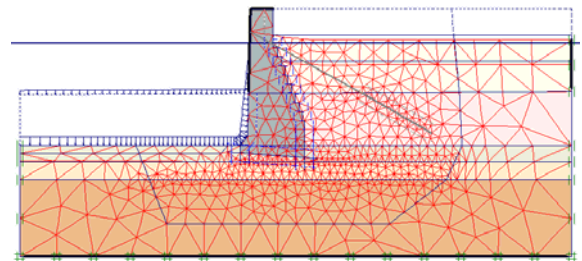


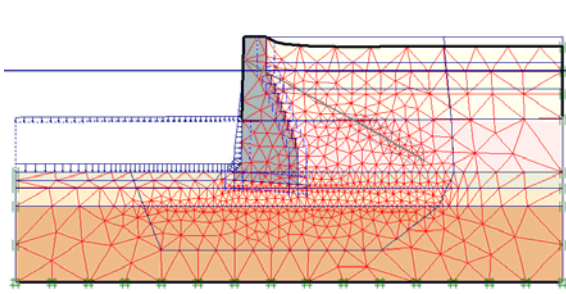
Para modelar el dragado a cota -34 pies sobre el lado agua del muro es necesario desactivar el cluster correspondiente.

Relleno

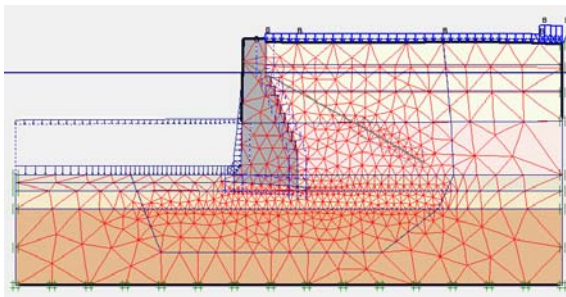


En esta etapa, y en las dos siguientes, se representa el relleno que se realizó para alcanzar el nivel actual del muelle.



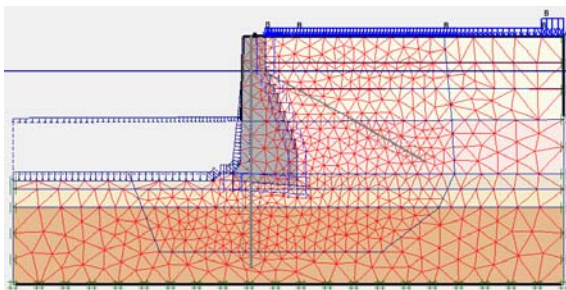


Etapas de Carga sobre Muelle



Todos los desplazamientos que ocurrieron hasta el fin de la construcción del muro ocurrieron antes de la instalación de rieles y grúas, y de la aplicación de las sobrecargas, por lo tanto no son de interés para el análisis de la estructura en condiciones operativas. Por esa razón, en las etapas de aplicación de cargas se reinician los desplazamientos y se activan las cargas de 30kN/m² y 60kN/m² sobre la superficie del muelle como se explicó en *Cargas de operación*.

Los distintos estados de carga comenzaran su respectivo análisis desde esta etapa.



Consideraciones especiales sobre el Coeficiente de Seguridad en modelos numéricos

El análisis mediante modelos numéricos brinda la posibilidad de calcular coeficientes de seguridad, facilitando la comparación de alternativas/resultados y mejorando su interpretación. Pero resulta imprescindible saber que el proceso de cálculo de estos coeficientes de seguridad difiere en gran medida de los métodos tradicionales, por lo que una comparación directa entre éstos se hace imposible.

El coeficiente de seguridad tradicional se define como

$$CS_{tradicional} = \frac{Q_u}{P}$$

donde:

Q_u : carga última

P : carga aplicada

Para problemas lineales, el cociente entre carga última y carga aplicada es igual al cociente entre tensión de falla y tensión aplicada. En geotecnia, donde se trabaja con funciones no lineales, el cociente entre carga última y carga aplicada es distinto al cociente entre tensión de falla y tensión aplicada. Entonces, en la mecánica de suelos clásica, el coeficiente de seguridad se define como el cociente entre la resistencia al corte s en el plano de falla y la tensión τ actuante en dicho plano. Por lo tanto es necesario identificar el plano de falla, calcular su resistencia al corte en el momento de la falla y calcular la tensión de corte actuante en la situación que se estudia.

Por otro lado, en geomecánica computacional se define al coeficiente de seguridad $CS_{numérico}$, como el mínimo factor de minoración de los parámetros de resistencia al corte que produce la pérdida de convergencia del modelo numérico. Es decir que una malla con diferentes tipos de suelos y cargas tendrá un coeficiente de seguridad $CS_{numérico}$ cuando al reemplazar los parámetros c y ϕ de cada suelo por



$$c^* = \frac{c}{CS_{\text{númeroico}}} \quad \tan(\phi^*) = \frac{\tan(\phi)}{CS_{\text{númeroico}}}$$

se produce la falla del modelo. Ésta se refleja matemáticamente como la imposibilidad de satisfacer las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y admisibilidad plástica.

En el caso particular del software utilizado, la función encargada de calcular los coeficientes de seguridad es la llamada “*Phi-c reduction*”. Y su algoritmo se puede resumir como:

1. Se impone $CS_{\text{númeroico}} = 1.0$
2. Se calculan los parámetros reducidos c^* y $\tan(\phi^*)$
3. Se verifican las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y admisibilidad plástica de todo el modelo con los parámetros reducidos (en la primer iteración son iguales a c y $\tan(\phi)$ de entrada)
4. Se incrementa $CS_{\text{númeroico}}$
5. Se repiten los pasos 2 a 4 hasta que en el paso 3 no pueda asegurarse el equilibrio en algún punto del modelo. El último valor de $CS_{\text{númeroico}}$ alcanzado será el coeficiente de seguridad.

Como puede verse este algoritmo no hace ninguna hipótesis sobre la forma de falla del modelo. Por lo tanto, si se está estudiando un problema que incluye varios suelos, y distintos tipos de estructuras, el coeficiente de seguridad obtenido será el que corresponda a la falla del sector más débil del problema. Esto será así siempre, y no podrán calcularse coeficiente de seguridad parciales para cada sector, ya que el “debilitamiento” del suelo es homogéneo en toda la malla.

El problema analizado en el presente trabajo puede asimilarse a un caso de empuje activo con lo cual se podrían calcular los respectivos coeficientes de seguridad tradicionales a partir de los obtenidos numéricamente, utilizando el método descrito en *El coeficiente de seguridad en la Geomecánica*

Computacional (Sfriso – 2008). Pero como el objetivo de este trabajo de tesis es el análisis comparativo de algunas técnicas de refuerzo, se dejará de lado el cálculo de los coeficientes tradicionales y se analizarán solamente los obtenidos utilizando el modelo numérico.

CAPITULO IV – Análisis de resultados

Introducción

En este capítulo se presentan y analizan los resultados obtenidos por medio de la modelación del problema, a través de tres mallas de elementos finitos distintas.

En primera instancia se analiza la malla que mayor tiempo de cálculo requiere, denominada *Malla v8.1*, de 2461 elementos. Ésta será usada como referencia para comparar con la segunda (*Malla v8.2*), de 1527 elementos, a fin de observar la consistencia de los resultados.

Luego se muestra una tercera (*Malla v8.3*), de 2519 elementos, en la que se vuelven a calcular todos los estados de carga vistos pero considerando una cota de dragado de -36 pies, con los mismos sistemas de refuerzo para este caso.

Se muestran gráficos y tablas comparativas de cada una de las variables analizadas (*Figura 33*); desplazamiento vertical (δvA) y horizontal (δhA) en el coronamiento, tensiones efectivas máximas (σ_{max}) y mínimas (σ_{min}) en la base del muro, asentamiento máximo en el muelle (δ_{max}) y coeficiente de seguridad (CS) alcanzado para cada estado de carga, así como también imágenes de la malla deformada para cada caso.

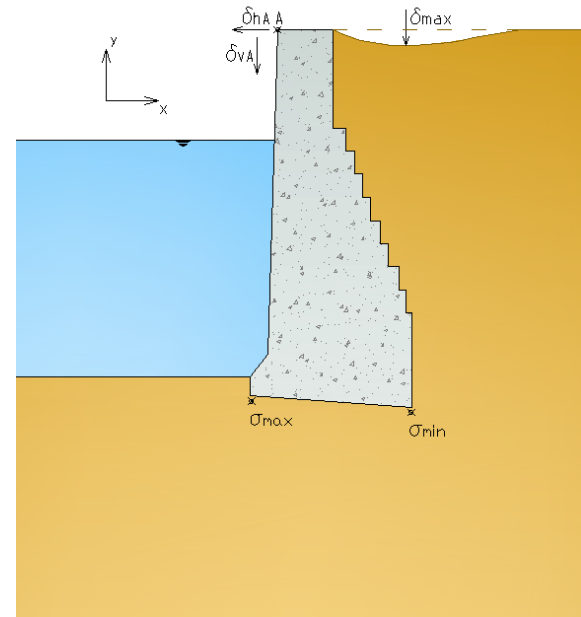


Figura 33 - Variables de relevancia

Resultados para distintos estados de carga

A continuación se muestran los resultados obtenidos para las variables detalladas en el párrafo anterior, en cada uno de los estados de carga analizados.

Se indican con signo negativo los desplazamientos hacia abajo y hacia el lado agua de la estructura, así como también las tensiones efectivas de compresión.

Tabla 18 - Resultados Malla v8.1 (2461 elementos)

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	CS
I	-32.8	-12.0	-1268.8	0.0	-29.6	1.136
II	-152.8	-32.0	-1287.8	0.0	-154.8	1.013
III	-334.8	-55.0	-1320.1	0.0	-346.3	0.968
IV	-70.6	-21.0	-1368.1	0.0	-68.2	1.093
V	-214.4	-36.0	-1178.5	0.0	-219.8	0.982
VI	-110.3	-26.0	-1238.5	0.0	-34.0	1.061
VII	-237.3	-42.0	-1215.4	0.0	-118.0	0.982

Se ve claramente como los valores de los coeficientes de seguridad son bajos, indicando la precariedad en la estabilidad de la estructura. Paralelamente se distinguen desplazamientos exagerados en casi todos los estados de carga.

En tres casos (III, V y VII) el análisis no logra el equilibrio (coeficiente de seguridad menor a la unidad), y a pesar de tratarse únicamente de los estados donde está presente el retardo hidráulico excepcional, el resto no presenta mejoras considerables.

Independientemente de la seguridad estructural, los desplazamientos obtenidos son muy superiores a los permitidos para la operación de la maquinaria portuaria moderna (máximo 10mm, como se verá con más detalle en la *Figura 37* y *Figura 38*), con lo que la operatividad también se ve seriamente comprometida.

Comparación entre mallas

A continuación se analizará el efecto de la calidad de las mallas, es decir las diferencias entre los mismos resultados obtenidos a partir de dos mallas distintas. Esto brinda una idea general de los errores relativos con los que se está trabajando, y acerca de la calidad general de las soluciones que pueden obtenerse con la aplicación del método de elementos finitos para este tipo de problemas.

En las tablas se representan con signo negativo las variaciones relativas por defecto comparadas con las obtenidas en la malla de referencia.

Tabla 19 - Comparación con Malla v8.2 (1527 elementos)

Estados de Carga	δh_A [%]	δv_A [%]	σ_{max} [%]	σ_{min} [%]	δ_{max} [%]	CS [%]
I	7.4%	0.0%	-1.6%	0.0%	11.6%	1.7%
II	1.6%	-3.1%	11.5%	0.0%	1.6%	2.9%
III	18.1%	10.9%	6.3%	0.0%	16.7%	0.7%
IV	3.4%	-2.4%	-0.5%	0.0%	6.1%	2.1%
V	-5.1%	-5.6%	11.5%	0.0%	-5.7%	2.6%
VI	-3.6%	-7.7%	8.9%	0.0%	-5.9%	1.9%
VII	-16.1%	-14.3%	20.2%	0.0%	-27.1%	2.7%

Interpretación

Primeramente se pueden destacar los estados de carga III, V y VII, en los que el equilibrio se encuentra seriamente comprometido, como muestran los coeficientes de seguridad menores a la unidad. Estos representan las situaciones en que están presentes los retardos hidráulicos, como se explicó en *Carga de agua*, por lo que era esperable obtener desplazamientos excesivos como los obtenidos (del orden de decenas de centímetros). Cabe destacar que las mayores diferencias relativas (alrededor del 20%), *Tabla 19*, se corresponden con estos casos donde el equilibrio no está asegurado ($CS < 1$).

Por otro lado, se puede ver como la situación menos comprometida se presenta cuando no existe variación en el nivel hidráulico dentro y fuera de la estructura (retardo hidráulico nulo), en los estados de carga I y IV. En estos casos se pueden apreciar los efectos generados exclusivamente por las cargas de uso (ver *Cargas debidas al uso*) y particularmente como se ven incrementadas las deformaciones (en casi un 100%) cuando la grúa pórtico está en operación (estado de carga IV).

Es importante remarcar como en todos los casos estudiados los coeficientes de seguridad están muy próximos a la unidad, y además como estos resultados son los más consistentes de todos los analizados, con variaciones relativas menores al 3% en todos los casos.

Otro punto importante a considerar es el efecto obtenido para las cargas denominadas “desfavorables”, en los estados de carga VI y VII. Contrariamente a lo esperado, aquí los resultados fueron menos desfavorables que en los estados análogos II y III. Es de concluir entonces que el efecto “estabilizante” al volcamiento de la carga sobre la proyección del talón del muro, tiene menor relevancia que la magnitud total de la carga distribuida sobre el muelle. Siendo esta última más perjudicial para la estructura en sí.

Por otro lado, observando los gráficos de tensión efectiva en la base, para todos los estados de carga (*Figura 34*), queda claro que en el talón del muro éstas son nulas, o sea, debe esperarse despegue.

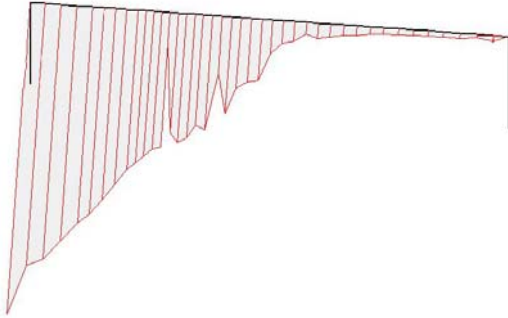


Figura 34 - Tensiones efectivas en la base del muro

A la luz de los resultados hasta aquí expuestos, es lógico concluir que la estructura originalmente construida es obsoleta e inviable para satisfacer las necesidades de una operación moderna del puerto, y que es potencialmente inestable desde el punto de vista geotécnico y estructural.

Esta circunstancia implica que es necesario estudiar algunos sistemas de refuerzo que puedan confortar la estructura y ponerla a la altura de los requerimientos operativos modernos.

En este trabajo se estudian tres alternativas de confortación y se comparará su eficacia. Se modela la estructura bajo las mismas condiciones de carga, pero incluyendo: tensores pasivos, tensores activos y micropilotes. Cabe destacar que estos sistemas ya han sido utilizados con ese fin en distintos sectores del Puerto Nuevo.

Refuerzo por medio de tensores pasivos

Este sistema de confortación se ha utilizado por ejemplo en el quinto espigón del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires, y esa geometría es la que se utiliza en el presente análisis. Son tensores pasivos de 450kN, cada 2m de separación en toda la longitud del muelle.

Para modelar estos tensores correctamente se recomienda el empleo del elemento “Anclaje nodo a nodo” (ver *Anclajes*) para representar el comportamiento de la armadura, y al elemento “Geogrilla” (ver *Elementos de barra*) para el bulbo de anclaje inyectado en el suelo. De esta manera, se obtiene un elemento estructural que está vinculado al terreno únicamente a lo largo de su longitud fija (modelada con la “geogrilla”) y está totalmente desconectado del terreno en su longitud libre (modelada con el “anclaje nodo a nodo”).

A continuación se puede ver la geometría utilizada:

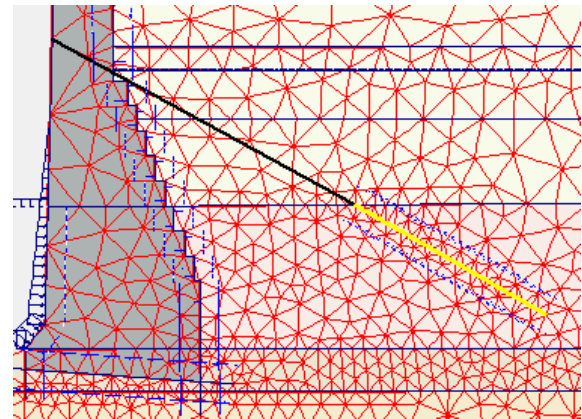


Figura 35 - Detalle del muro confortado con un tensor pasivo.

En color negro se representa la armadura con un elemento de tipo anclaje nodo a nodo, de 13.30m de longitud; y en amarillo al bulbo de anclaje constituido por un elemento geogrilla de 9.5m de longitud. Nótese las líneas punteadas paralelas al bulbo de anclaje marcando la existencia de elementos de “Interface” en este sector (ver *Interfaces*).

Con el objetivo de ajustar al máximo el comportamiento de los tensores, estos se calibraron tomando como referencia los resultados de ensayos de carga realizados en el 5º Espigón del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires (Prueba de Carga N°3, N°5 y N°6, Ing. Hugo Benzing, Terminal 5 BACTSSA).

La calibración se realizó modificando el parámetro de resistencia “ R_{inter} ” en la interface del cluster de suelo respectivo y el módulo de rigidez axial del elemento geogrilla.

El comportamiento en la interface suelo-estructura se rige según un modelo elasto-plástico. Éste sigue el criterio de Coulomb para diferenciar entre pequeños desplazamientos elásticos y el comportamiento plástico, donde pueden ocurrir deslizamientos permanentes.

La siguiente ecuación es la que determina el límite entre un comportamiento y otro:

$$|\tau| \leq \sigma_n \tan \phi_i + c_i$$

donde:

τ : es la tensión de corte

σ_n : es la tensión normal efectiva

ϕ_i : es el ángulo de fricción de la interface

c_i : es la cohesión (adhesión) entre la estructura y el suelo.

En el caso en que la tensión de corte permanece estrictamente menor al término de la derecha el comportamiento es elástico, mientras que cuando lo iguala aparece la plasticidad en la interface. Los parámetros c_i y ϕ_i se relacionan con los parámetros de resistencia del suelo respectivo a través del coeficiente R_{inter} :

$$\begin{aligned} c_i &= R_{inter} c_{suelo} \\ \tan \phi_i &= R_{inter} \tan \phi_{suelo} \\ \psi_i &= 0^\circ \text{ si } R_{inter} < 1 \text{ sino } \psi_i = \psi_{suelo} \end{aligned}$$

El procedimiento para la calibración consiste en ubicar una carga variable sobre el elemento de geogrilla del tensor a la vez que se miden los desplazamientos generados por ésta. La carga se incrementa en escalones sucesivos utilizando la función “Multiplicadores de Carga”, mientras se registran los desplazamientos de un nodo previamente seleccionado de la malla.

En este caso, este procedimiento se repitió modificando el valor del coeficiente R_{inter} y la rigidez axial del elemento geogrilla, graficando los valores así obtenidos. Luego estos fueron comparados con la curva Carga – Desplazamientos obtenida de la prueba de carga, como se puede ver a continuación.

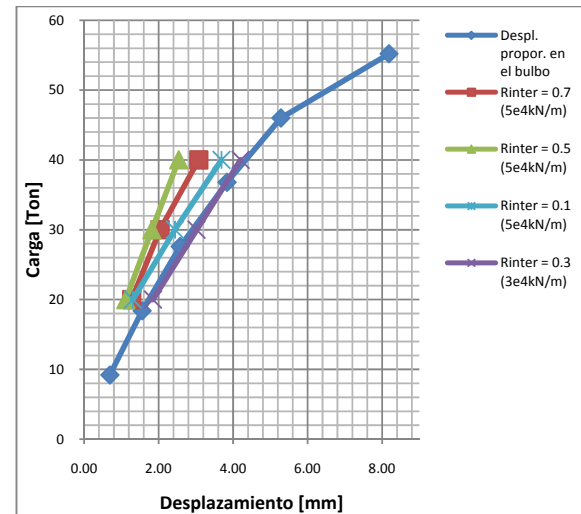


Figura 36 - Comparación entre pruebas de carga en espigón 5 y modelo para diferentes R_{inter} .

Se distingue claramente la combinación de valores que mejor ajustan el comportamiento del tensor; $R_{inter} = 0.3$ y una rigidez axial del elemento de 30000kN/m.

Tabla 20 - Resultados tensor pasivo Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	Ftensor [kN/m]	CS
I	-16.1	-9.0	-1238.9	-11.8	-13.6	43.7	1.478
II	-39.2	-17.0	-1293.4	-38.0	-34.0	120.0	1.341
III	-56.7	-22.0	-1202.4	-63.5	-51.3	176.4	1.257
IV	-25.1	-13.0	-1304.8	-14.3	-21.1	72.5	1.434
V	-43.8	-16.0	-1185.2	-65.0	-38.9	138.7	1.281
VI	-34.8	-15.0	-1298.8	-28.3	-8.0	99.3	1.384
VII	-48.2	-19.0	-1225.2	-55.0	-14.0	145.5	1.296

Claramente se observa una mejora notable en las condiciones de estabilidad general de la estructura. En todos los casos el coeficiente de seguridad se encuentra en valores superiores a 1.2, y los

desplazamientos por su parte se mantienen alrededor de entre la mitad y la tercera parte de los obtenidos en el análisis sin refuerzo alguno.

Los desplazamientos obtenidos aún son demasiado grandes para la correcta operación de los equipos sobre el muelle. Según el Anexo H del manual “Detailed Specification for Quayside Container Crane, Liebherr P148L(GS) Super – Liebherr Container Cranes Ltd.”, el máximo desnivel tolerado es de 10mm (*Figura 37*).

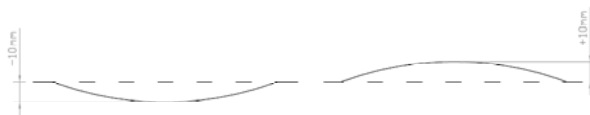


Figura 37 - Tolerancia en alineación vertical para operación de grúa P148L.

Por otro lado, y a la vista de los resultados obtenidos, el parámetro más comprometido para la operación de estos equipos es el desplazamiento lateral, el cual también debe ser inferior a 10mm (*Figura 38*).



Figura 38 - Tolerancia en alineación horizontal para operación de grúa P148L.

Tabla 21 - Comparación resultados Malla v8.2

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	σ_{max} [%]	σ_{min} [%]	δ_{max} [%]	F_{tensor} [%]	CS [%]
I	16.0%	0.0%	-1.4%	223.5%	20.6%	39.6%	3.2%
II	5.5%	0.0%	-1.9%	0.5%	9.8%	19.4%	2.5%
III	6.2%	0.0%	-1.5%	2.5%	9.4%	19.7%	3.0%
IV	12.6%	3.8%	-1.0%	67.4%	17.7%	32.4%	3.1%
V	-1.0%	0.0%	0.8%	-54.8%	1.5%	10.2%	3.8%
VI	7.3%	0.0%	-2.8%	-38.1%	12.5%	22.4%	2.6%
VII	-0.1%	-5.3%	-0.8%	0.0%	0.0%	12.4%	2.1%

Comparando los resultados entre mallas se observan mayores diferencias relativas a las

obtenidas en el análisis previo para los desplazamientos, pero en general estas son de unos pocos mm (nunca mayores a 5mm).

Nuevamente los valores más consistentes son los obtenidos para los coeficientes de seguridad y las tensiones efectivas máximas; y los más disímiles son los del esfuerzo en el tensor (descartando las tensiones efectivas cercanas a cero en el talón del muro), donde se aprecia que las diferencias absolutas nunca superan los 35kN/m.

En la *Figura 39* se observa como la forma de las tensiones efectivas en la base del muro está mejor distribuida.

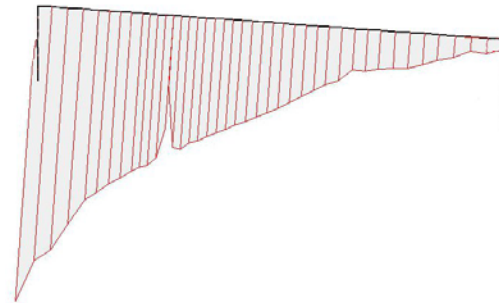


Figura 39 - Tensiones efectivas en la base del muro

Refuerzo por medio de tensores activos

Nuevamente se plantea el análisis de la estructura reforzada pero esta vez se modelan anclajes con un tesado inicial impuesto. Como base para este análisis se han tomado los tensores activos utilizados en la construcción de un muro pantalla en el tercer espigón del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires.

Estos anclajes se modelaron manteniendo la geometría del caso anterior pero adoptando la rigidez de la nueva armadura, necesaria para un tesado inicial de 950kN, y una separación de 1.62m en toda la longitud de muro.

Tabla 22 - Resultados tensor activo Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	CS
I	10.0	-3.0	-872.4	-376.5	-5.0	1.510
II	-2.6	-10.0	-1018.5	-361.6	-10.0	1.396
III	-9.0	-14.0	-1056.2	-372.3	-13.0	1.317
IV	4.0	-8.0	-978.7	-381.7	-8.0	1.478
V	-2.5	-10.0	-929.5	-361.4	-10.0	1.345
VI	-1.0	-8.0	-983.7	-352.8	-7.0	1.416
VII	-8.0	-11.0	-982.5	-339.3	-9.0	1.344

Con este tipo de sistema de confortación se obtienen desplazamientos muy reducidos. Por primera vez aparecen desplazamientos horizontales positivos para los estados de carga menos comprometidos, generados por los importantes esfuerzos de pretensado empleados.

Con estos valores la operación segura sobre el muelle queda garantizada.

Los coeficientes de seguridad son superiores a 1.3, y se puede ver como las tensiones efectivas se distribuyen mucho más uniformemente en la base (Figura 40).

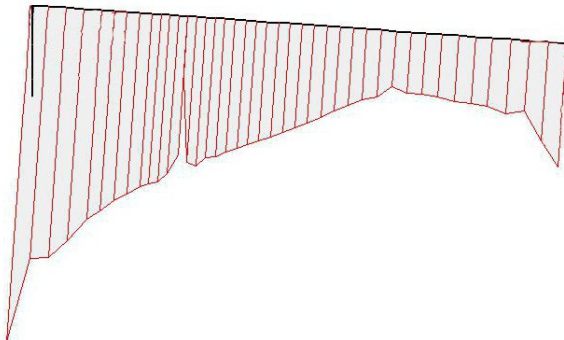


Figura 40 - Tensiones efectivas en la base

Tabla 23 - Comparación resultados Malla v8.2

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	σ_{max} [%]	σ_{min} [%]	δ_{max} [%]	CS
I	10.0%	33.3%	-3.9%	2.2%	0.0%	3.3%
II	15.4%	0.0%	-0.7%	-2.9%	0.0%	4.2%
III	5.6%	0.0%	-1.2%	-5.0%	0.0%	5.1%
IV	0.0%	-12.5%	-1.8%	0.2%	0.0%	4.4%
V	20.0%	-10.0%	-1.7%	-6.9%	-10.0%	4.3%
VI	0.0%	0.0%	-1.2%	-4.0%	-14.3%	3.5%
VII	0.0%	0.0%	1.2%	-3.8%	0.0%	3.3%

Comparando con la otra malla analizada se distinguen variaciones muy pequeñas en las tensiones, y de unos pocos mm para los desplazamientos. Se confirma que la calidad de la malla es menos crítica en el caso de estructuras que están lejos de la falla.

Refuerzo por medio de micropilotes

Finalmente se plantea un refuerzo por medio de micropilotes inyectados de 15cm de diámetro, perforados a través del muro, y alcanzando la cota -21m. La separación de éstos es de 2m, a lo largo de toda la longitud del muro.

Este sistema se está utilizando actualmente en el 5° Espigón del Puerto de Buenos Aires como complemento de los sensores pasivos existentes. Para este análisis se tomo de base la geometría allí implementada.

Nuevamente se han incluido interfaces sobre el elemento de viga representando los micropilotes (Figura 41), permitiendo una mejor representación de los esfuerzos allí generados (Interfaces).

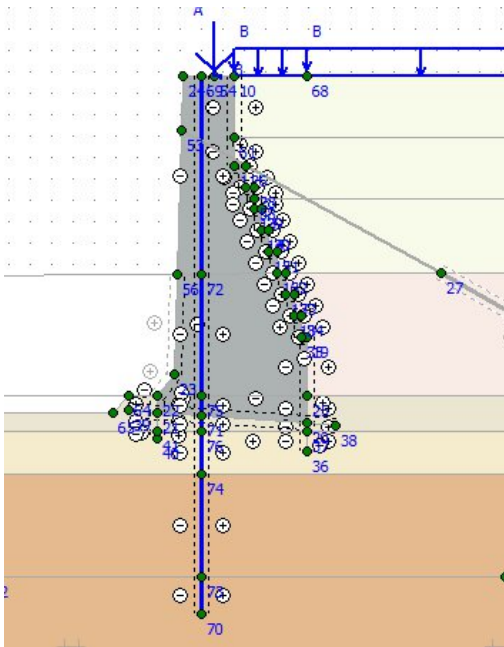


Figura 41 - Modelo del muro con refuerzo mediante micropilotes.

Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 24 - Resultados micropilotes Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	$N_{max\ pil}$ [kN/m]	CS
I	-24.2	-9.0	-1218	0.0	-21.1	-125.7	1.181
II	-131.7	-22.0	-1220	0.0	-133.1	-297.1	1.055
III	-297.3	-36.0	-1169	0.0	-306.9	-450.6	0.991
IV	-51.4	-14.0	-1266	0.0	-48.7	-205.2	1.141
V	-177.3	-24.0	-1107	0.0	-181.4	-309.6	1.019
VI	-92.5	-18.0	-1192	0.0	-27.0	-245.4	1.104
VII	-181.3	-26.0	-1119	0.0	-75.0	-334.3	1.017

En este caso se ha agregado una nueva variable de análisis; el esfuerzo normal máximo sobre los micropilotes ($N_{max\ pil}$).

Los resultados muestran una leve mejora en la estabilidad, aunque el estado más comprometido (estado de carga III) aún es inestable. Se nota una mejora en los desplazamientos verticales, comparable a la obtenida con los tensores pasivos, pero no tanto en los desplazamientos horizontales.

Por lo hasta aquí expuesto se comprueba que por sí mismo este sistema de refuerzo no es el más idóneo. Si bien los desplazamientos verticales son menores, el resto de las variables así como la estabilidad global de la estructura siguen estando comprometidas.

Tabla 25 - Comparación resultados Malla v8.2

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	σ_{max} [%]	σ_{min} [%]	δ_{max} [%]	$N_{max\ pil}$ [%]	CS
I	3.5%	-5.6%	1.0%	0.0%	6.7%	3.1%	3.6%
II	0.8%	-4.5%	14.3%	0.0%	1.2%	-1.6%	3.6%
III	0.8%	0.0%	12.0%	0.0%	-0.3%	-3.9%	2.4%
IV	10.2%	0.0%	4.1%	0.0%	14.7%	3.8%	3.0%
V	-2.7%	-6.3%	18.0%	0.0%	-2.6%	-7.6%	2.0%
VI	-5.9%	-5.6%	9.0%	0.0%	-7.4%	-4.0%	3.0%
VII	-7.9%	-7.7%	14.4%	0.0%	-16.0%	-5.2%	2.9%

Nuevamente la consistencia de los resultados entre mallas es aceptable, mostrando además una considerable homogeneidad los valores de los esfuerzos sobre los micropilotes.

Resultados para el dragado a -36 pies

Hasta aquí el problema se basó únicamente en el análisis de la situación actual de la estructura en cuestión y los posibles métodos de refuerzo, algunos de los cuales ya fueron implementados. A continuación se buscará representar el efecto de un hipotético dragado en las dársenas a cota -36 pies, esto último con el objeto de permitir la operación de buques de mayor porte.

Para el modelado de esta situación se agrega una nueva etapa de cálculo intermedia, inmediatamente después de la carga distribuida sobre el muelle. En ella se desactivan los clusters correspondientes para lograr la cota deseada, como puede verse en la *Figura 42*.

Se analizan las mismas variables de los casos precedentes, para los siete estados de carga, así

como también se comparan los tres sistemas de refuerzo antes mencionados.

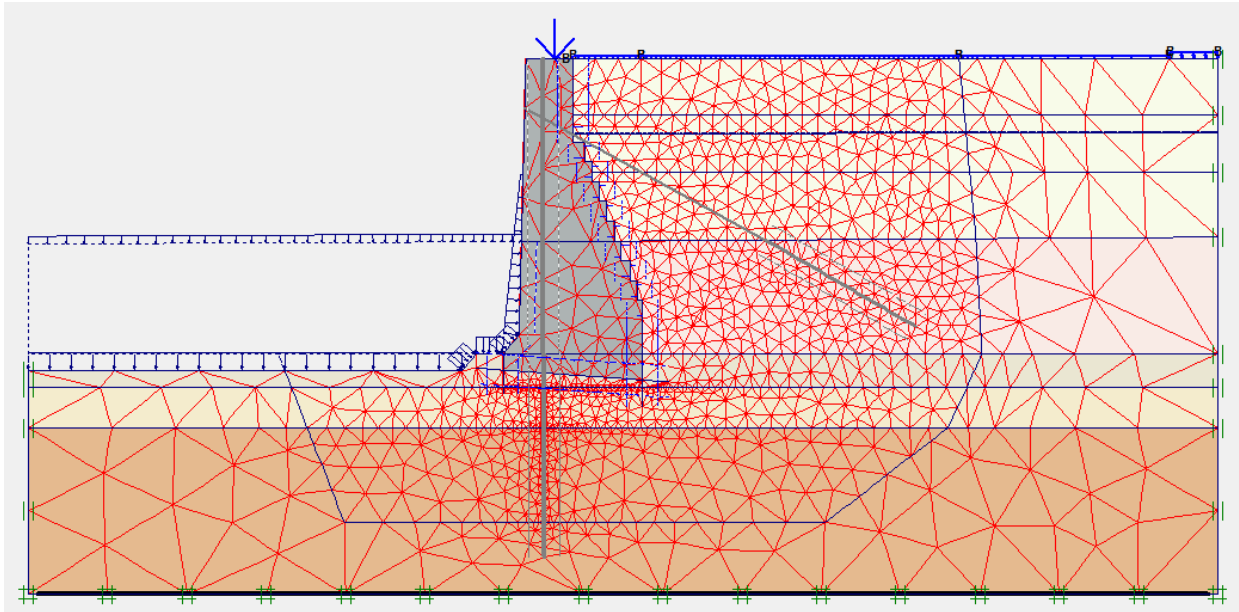


Figura 42 - Malla v8.3 Dragado 36 pies

Resultados sin refuerzo

En la siguiente tabla se presentan los resultados que se obtienen si se efectúa el dragado sin refuerzo previo de los muros.

Tabla 26 - Resultados Malla v8.3

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	CS
I	-50.3	-15.0	-842.8	0.0	-52.4	1.077
II	-274.0	-50.0	-859.8	0.0	-287.6	0.962
III	-1190.0	-195.0	-996.1	0.0	-1300.0	0.897
IV	-98.1	-25.0	-865.2	0.0	-102.0	1.050
V	-567.9	-91.0	-882.4	0.0	-615.9	0.926
VI	-142.0	-32.0	-867.2	0.0	-52.0	0.997
VII	-502.9	-85.0	-881.9	0.0	-290.0	0.921

A la vista de estos resultados, el dragado a -36 pies sin refuerzo alguno resulta totalmente inviable. Todos los estados de carga resultan inestables o con una estabilidad precaria (CS \approx 1.0).

En la siguiente tabla se comparan los desplazamientos y el coeficiente de seguridad obtenidos con los valores del caso inicial (cota de dragado -34 pies):

Tabla 27 - Comparación con Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	δ_{max} [%]	CS [%]
I	53.4%	25.0%	77.0%	-5.2%
II	79.4%	56.3%	85.8%	-5.0%
III	255.4%	254.5%	275.4%	-7.3%
IV	38.9%	19.0%	49.5%	-3.9%
V	164.9%	152.8%	180.1%	-5.7%
VI	28.7%	23.1%	52.9%	-6.0%
VII	111.9%	102.4%	145.8%	-6.3%

Puede apreciarse como a pesar de la relativamente pequeña variación porcentual para los coeficientes de seguridad (alrededor de un 5%), los desplazamientos se incrementan considerablemente incluso para los casos menos comprometidos.



Refuerzo por medio de tensores pasivos

En la siguiente tabla se presentan los resultados que se obtienen si se efectúa el dragado con refuerzo previo de los muros mediante tensores pasivos.

Tabla 28 - Resultados Tensor Pasivo Malla v8.3

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	Ftensor [kN/m]	CS
I	-17.2	-9.0	-935	-15.2	-17.1	48.4	1.380
II	-45.1	-19.0	-856	-36.8	-44.7	142.8	1.271
III	-65.8	-24.0	-772	-54.7	-64.5	207.7	1.189
IV	-26.4	-14.0	-951	-11.9	-26.0	78.6	1.364
V	-53.9	-19.0	-766	-59.8	-53.6	172.9	1.221
VI	-38.9	-16.0	-855	-43.0	-11.0	118.8	1.273
VII	-57.3	-21.0	-765	-49.2	-18.0	181.1	1.209

Tabla 29 - Comparación con Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	δ_{max} [%]	Ftensor [%]	CS [%]
I	6.9%	0.0%	25.8%	10.7%	-6.6%
II	15.2%	11.8%	31.3%	19.0%	-5.2%
III	16.1%	9.1%	25.6%	17.7%	-5.4%
IV	5.1%	7.7%	23.0%	8.4%	-4.9%
V	23.0%	18.8%	37.7%	24.7%	-4.7%
VI	11.7%	6.7%	37.5%	19.6%	-8.0%
VII	18.8%	10.5%	28.6%	24.5%	-6.7%

Si bien la implementación de los tensores pasivos limita los desplazamientos, estos se han incrementado considerablemente. Sobre todo el asentamiento en el muelle, así como también el esfuerzo en los tensores el cual alcanza casi un 25% de incremento.

Refuerzo por medio de tensores activos

En la siguiente tabla se presentan los resultados que se obtienen si se efectúa el dragado con refuerzo previo de los muros mediante tensores activos.

Tabla 30 - Resultados Tensor Activo Malla v8.3

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	CS
I	10.0	-5.0	-750.1	-359.5	-5.5	1.422
II	-4.0	-11.0	-824.2	-359.3	-11.0	1.326
III	-11.0	-14.0	-790.8	-366.0	-14.0	1.247
IV	4.0	-8.0	-837.4	-344.0	-8.0	1.409
V	-4.0	-11.0	-767.9	-365.9	-12.0	1.275
VI	-1.5	-9.0	-823.4	-333.5	-8.0	1.341
VII	-9.0	-12.0	-788.7	-358.5	-10.0	1.262

Tabla 31 - Comparación con Malla v8.1

Estados de Carga	δhA [%]	δvA [%]	δ_{max} [%]	CS [%]
I	0.0%	66.7%	10.0%	-5.6%
II	53.8%	10.0%	10.0%	-4.8%
III	22.2%	0.0%	7.7%	-5.0%
IV	0.0%	0.0%	0.0%	-4.5%
V	60.0%	10.0%	20.0%	-5.0%
VI	50.0%	12.5%	14.3%	-5.1%
VII	12.5%	9.1%	11.1%	-5.9%

Nuevamente los desplazamientos obtenidos para este método son los más reducidos.

Refuerzo por medio de micropilotes

En la siguiente tabla se presentan los resultados que se obtienen si se efectúa el dragado con refuerzo previo de los muros mediante micropilotes.

Tabla 32 - Resultados Micropilotes Malla v8.3

Estados de Carga	δhA [mm]	δvA [mm]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]	δ_{max} [mm]	Nmax pil [kN/m]	CS
I	-36.5	-10.0	-830	0.0	-38.5	-151	1.124
II	-191.6	-28.0	-859	0.0	-201.6	-371	1.007
III	-546.9	-57.0	-735	0.0	-590.9	-753	0.950
IV	-75.3	-17.0	-819	0.0	-78.6	-243	1.090
V	-321.9	-38.0	-802	0.0	-342.2	-544	0.964
VI	-121.5	-21.0	-775	0.0	-42.0	-290	1.043
VII	-339.3	-43.0	-720	0.0	-185.0	-597	0.984



A diferencia del caso anterior (*Tabla 24*), los estados de carga V y VII también resultan inestables.

Tabla 33 - Comparación con Malla v8.1

Estados de Carga	δ_{hA} [%]	δ_{vA} [%]	δ_{max} [%]	N _{max pil} [%]	CS [%]
I	50.8%	11.1%	82.1%	20.5%	-4.9%
II	45.4%	27.3%	51.5%	24.9%	-4.5%
III	83.9%	58.3%	92.5%	67.1%	-4.2%
IV	46.6%	21.4%	61.4%	18.9%	-4.4%
V	81.5%	58.3%	88.7%	76.0%	-5.4%
VI	31.3%	16.7%	55.6%	18.5%	-5.5%
VII	87.1%	65.4%	146.7%	78.8%	-3.3%

Al igual que en el análisis inicial (*Tabla 24*), este método por si solo resulta el menos idóneo, a la vez que es el más afectado por la profundización del dragado.



CAPITULO V – Conclusiones

En este trabajo se estudió la aplicación del método de los elementos finitos; a problemas de estabilidad y deformaciones de muros de gravedad portuarios, tomando como ejemplo el muro del Puerto Nuevo de la Ciudad de Buenos Aires.

Se introdujeron los conceptos básicos del método de los elementos finitos y de las técnicas de solución de problemas no lineales. También se presentaron las formulaciones de algunas ecuaciones constitutivas utilizadas con frecuencia en problemas geotécnicos.

Además, se presentaron los requerimientos de diseño para estructuras de contención portuarias, incluyendo los estados de carga a los que estas estructuras deben ser verificadas.

Desde el punto de vista numérico, se mostró el efecto de la densidad de las mallas sobre los resultados obtenidos, y se describieron brevemente técnicas para la simulación del comportamiento de algunos elementos estructurales no continuos, como anclajes y micropilotes.

Todos los elementos anteriores fueron aplicados tomando como ejemplo el muro de gravedad del Puerto Nuevo, en Buenos Aires. Se ha procurado ejecutar un modelo que tiene un balance adecuado entre refinamiento y simplicidad. El modelo incluye todos los detalles geométricos que tienen impacto sobre el caso de aplicación elegido y contempla los siete estados de carga que deben estudiarse en este caso.

La primera conclusión es que la geometría típica del muro no es estable para algunas de las condiciones impuestas por la operación de las terminales con los buques modernos de carga: cota de dragado, cargas en superficie, etcétera. Los distintos resultados demuestran la imposibilidad de someter la estructura original a las condiciones actuales, necesarias para la operación de todo puerto moderno, sin un adecuado sistema de

fortificación. El notable incremento en las cargas de uso a través del tiempo, complementado con un necesario aumento en las cotas de dragado, contribuyeron sensiblemente a la disminución del coeficiente de seguridad real de todos los muros operativos del Puerto.

Esta conclusión es ampliamente aceptada por la comunidad portuaria, dado que en varias partes del Puerto Nuevo se han ejecutado obras de confortación de los muros existentes.

Las técnicas de modelización introducidas en este trabajo se aplicaron a tres sistemas de refuerzo típicos en este tipo de estructuras, que incluyen el empleo de anclajes con diferentes orientaciones y micropilotes para refuerzo del pie de apoyo del muro.

Se apreciaron algunas diferencias menores en los resultados obtenidos con las dos mallas con las que se ejecutaron los análisis. Puede apreciarse que las diferencias más marcadas entre los resultados obtenidos con ambas mallas se dieron en los casos donde había condiciones de falla, es decir, donde los coeficientes de seguridad son menores a la unidad. Esto prueba la importancia de una correcta selección de los parámetros numéricos de los modelos, especialmente cuando se pretenden simular condiciones que tienen un reducido margen de seguridad geotécnica.

Los modelos reprodujeron bien la relación directa entre el retardo hidráulico y la estabilidad general de la estructura. Este factor es determinante y ha sido el desencadenante de procesos de falla del muro en el pasado, lo que demuestra la importancia que tiene el correcto mantenimiento del sistema de barbancas del muro. Sin embargo, nunca puede atribuirse la falla de una estructura portuaria a una falla del sistema de barbancas, puesto que una estructura correctamente diseñada y construida debe ser capaz de soportar un mal funcionamiento de sus barbancas sin que se produzca un colapso general de la estructura.



Contrariamente a lo asumido en muchos diseños portuarios, los resultados demuestran que la carga distribuida sobre la proyección del talón del muro es desestabilizante. Esto se ha comprobado porque se observó que en los estados de carga donde ésta se ha desactivado, se observa una leve mejora en los coeficientes de seguridad y desplazamientos más reducidos.

Analizando los métodos de refuerzo propuesto pueden apreciarse las ventajas y desventajas de cada uno:

Los tensores pasivos son sencillos para construir, instalar, mantener y permiten asegurar la estabilidad del muro, pero los desplazamientos generados sobre el coronamiento debido a las cargas portuarias modernas aún resultan excesivos para la correcta operación de los equipos.

Estos desplazamientos excesivos disminuyen considerablemente con la incorporación de tensores activos, siendo éstos los elementos que aparentemente tienen un efecto más beneficioso sobre el muro. Sin embargo, los tensores activos son más difíciles de instalar y mantener, y deben ser objeto de un diseño cuidadoso, ya que incorporan una carga activa que es extraña a la concepción de diseño de un muro de gravedad convencional.

Por último, los micropilotes reducen los desplazamientos y mejoran los coeficientes de seguridad, pero no logran garantizar la estabilidad por sí solos para todos los casos estudiados. Es importante destacar la notable limitación de los desplazamientos verticales, con lo cual se los puede emplear combinados con tensores pasivos para obtener una buena alternativa de confortación que requiere mantenimiento mínimo.

Como último análisis se comparan los resultados obtenidos para la situación actual del muro y sus refuerzos, con los de un hipotético dragado a -36 pies. Esta nueva acción sobre el muro produce un marcado incremento de los desplazamientos y una

considerable disminución de los coeficientes de seguridad en general. Dejando un poco de lado los resultados numéricos, se puede observar a simple vista, como un dragado más allá de los 34 pies comienza a dejar expuesta la base del muro. Esto, además del debilitamiento que induce de por sí en el suelo circundante, potencia el peligro de la falla por el pie.

Por todo lo precedente se puede afirmar que la estructura del muro del Puerto Nuevo de Buenos Aires es obsoleta para la operación de un puerto moderno de la magnitud y capacidad del de la Ciudad de Buenos Aires. El análisis muestra que existen elementos de refuerzo que permiten extender su vida útil, aunque al costo de que habrá siempre una fuerte limitación para el dragado máximo admisible y por lo tanto para el calado de los buques que pueden operar en el puerto. Se necesitan alternativas más versátiles, en las que el frente de atraque pueda ir adaptándose no solo al incremento en las cargas sino también al mayor porte de los buques que operarán en el futuro en este Puerto.



REFERENCIAS

AGPSE Croquis 11-6, Plano BAF N°6

Burland, J.B., (1965). The Yielding and Dilation of Clay. (Correspondence). Géotechnique, Vol. 15, pp. 211-214.

Burland, J.B., (1967). Deformation of Soft Clay. Dissertation. Cambridge University.

CIAE-SEGBA Usinas Puerto Nuevo, Plano BAF N°6

Duncan, J.M., Chang, C.-Y., (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653.

Guidelines for the use of advanced numerical analysis – Ed. Thomas Telford

Ing. Leoni&Asociados SA, EST-3473 Terminal 5 Bactsa. (2008)

Ing. Hugo Benzing, (1997). Prueba de Carga N°3, N°5 y N°6 Terminal 5 BACTSSA.

Kondner, R.L., (1963). A Hyperbolic Stress Strain Formulation for Sands. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, pp. 289-324.

Ledesma, (2008). Cam Clay y Postpampeano.

Liebherr Container Cranes Ltd., Detailed Specification for Quayside Container Crane, Liebherr P148L(GS) Super

Plaxis, 2D Reference Manual V9

Plaxis, 2D Scientific Manual V9

Plaxis, Material Models Manual V8

Quaglia, (2009). Rigidez Inicial y Cohesión efectiva de la Formación Pampeano.

Quintela, (2009). Rigidez Edométrica del Pampeano Medio.

ROM 0.2-90

Sfriso, Plasticidad con Endurecimiento.

Sfriso, Fundaciones Superficiales y Profundas.

Sfriso, (2008). El coeficiente de seguridad en la Geomecánica Computacional.

Waterman, Plaxis BV, The Soft Soil Creep Model

ZPMC Shanghai Zhenhua Port Machinery Co., Ltd., Wheel Load and Stability, Song Huaying,