

MODELO NUMÉRICO PARA EVALUACIÓN DE TENSIONES EN UN CONDUCTO SUBTERRANEO POR IMPACTOS SOBRE EL TERRENO

Fideleff, Horacio^a; Mendes, Valentín^a; Möller, Oscar^a; Mollar, Tomás^a

^a Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), FCEIA, Universidad Nacional de Rosario, email: fideleff@fceia.unr.edu.ar

Palabras clave: análisis numérico, impactos, mediciones experimentales.

RESUMEN

Se presenta un modelo numérico plano estático y elástico equivalente para estimar la acción dinámica producida por el impacto de bloques de hormigón durante la demolición proyectada de silos. El modelo se utiliza para evaluar las sobretensiones inducidas en un conducto subterráneo de gran diámetro que transporta agua potable hacia la ciudad de Rosario. Con el objeto de analizar la propagación de vibraciones en el terreno, se desarrolla además un modelo dinámico tridimensional que incorpora bordes infinitos para representar el medio semi-infinito y reducir el tamaño del dominio computacional. Los parámetros relevantes del modelo se calibran mediante mediciones experimentales de vibraciones producidas por impactos controlados. La comparación entre ambos enfoques permite evaluar el grado de conservadurismo del modelo estático equivalente y establecer criterios para la estimación simplificada de las tensiones inducidas en conducciones enterradas sometidas a vibraciones transitorias.

ABSTRACT

An equivalent static elastic planar numerical model is presented to estimate the dynamic action produced by the impact of concrete blocks during the planned demolition of silos. The model is used to evaluate the overstresses induced in a largediameter underground pipeline that transports drinking water to the city of Rosario. In order to analyze the propagation of vibrations in the ground, a three-dimensional dynamic model is also developed that incorporates infinite boundaries to represent the semi-infinite medium and reduce the size of the computational domain. The relevant parameters of the model are calibrated using experimental measurements of vibrations produced by controlled impacts. The comparison between both approaches allows for the evaluation of the degree of conservatism of the equivalent static model and the establishment of criteria for the simplified estimation of stresses induced in buried pipelines subjected to transient vibrations.

1. INTRODUCCIÓN

El sector Puerto Norte de la ciudad de Rosario se encuentra en proceso de transformación urbana, en el marco del cual se prevé la demolición de un complejo de silos graneros de hormigón armado. A aproximadamente 62,40 m de la estructura a demoler, y a una profundidad del orden de los 11 m, se emplaza un conducto de hormigón simple de 2,60 m de diámetro interior y 26 cm de espesor de pared, que transporta agua potable hacia la ciudad. Su integridad estructural durante las actividades de demolición representa, por tanto, un condicionante de primer orden para la viabilidad y seguridad del proyecto.

La metodología de demolición prevista contempla, entre otras etapas, la caída libre de bloques de hormigón sobre el terreno desde alturas de hasta 30 m. Esta acción genera un campo de vibraciones que se propaga a través del suelo y puede inducir sobretensiones en el conducto. La evaluación de dichas sobretensiones requiere caracterizar la propagación de ondas en el medio estratificado y su interacción con la estructura enterrada, lo cual constituye un problema de dinámica de suelos de considerable complejidad.

En el presente trabajo se desarrollan dos enfoques numéricos complementarios. El primero es un modelo dinámico tridimensional implementado en COMSOL Multiphysics, que incorpora la propagación de ondas en el dominio temporal y utiliza bordes artificiales para representar el medio semi-infinito; sus parámetros se calibran a partir de mediciones experimentales de aceleraciones obtenidas en un ensayo de campo con impacto controlado. El segundo es un modelo de deformación plana, estático y elástico lineal, en el que el impacto se representa mediante una carga estática equivalente obtenida igualando la energía potencial del bloque en caída con la energía de deformación elástica que almacena el suelo. Este segundo modelo adopta las rigideces y los coeficientes de empuje en reposo provenientes del modelo tridimensional, de modo de establecer una comparación consistente entre ambos enfoques.

La comparación permite estimar el grado de conservadurismo implícito en el modelo estático equivalente y establecer criterios para la estimación simplificada de tensiones en conducciones enterradas sometidas a vibraciones transitorias.

2. MODELO DINÁMICO TRIDIMENSIONAL

El modelo tridimensional aborda el problema en su naturaleza dinámica, simulando la propagación de las ondas generadas por el impacto a través del terreno y su interacción con el conducto. Se implementó en COMSOL Multiphysics mediante un análisis en el dominio del tiempo, con el suelo y el conducto modelados como medios elásticos lineales isótropos. Sus parámetros se calibraron a partir de mediciones experimentales de aceleraciones obtenidas en una campaña de impacto controlado en el predio.

2.1. Descripción general del modelo

El conducto analizado es de hormigón simple, con diámetro interior de 2,60 m, espesor de pared de 0,26 m y diámetro exterior de 3,12 m. Su filo superior se ubica a 10,73 m de profundidad respecto del terreno natural, y la distancia horizontal entre el eje del conducto y el punto de la zona a demoler más cercano a él es $L = 62,40$ m. El modelo

representa el sistema suelo–conducto mediante un dominio tridimensional que incluye la geometría completa del conducto y su entorno de suelo. El suelo se representó mediante dos estratos, obtenidos por agrupamiento de los seis del estudio de suelos según la similitud de sus propiedades. Los parámetros dinámicos del suelo se ajustaron contra los registros del ensayo de campo en tres puntos de control, verificándose luego la consistencia de la respuesta sobre el conducto.

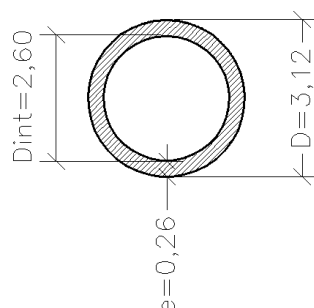


Figura 1. Geometría del conducto.

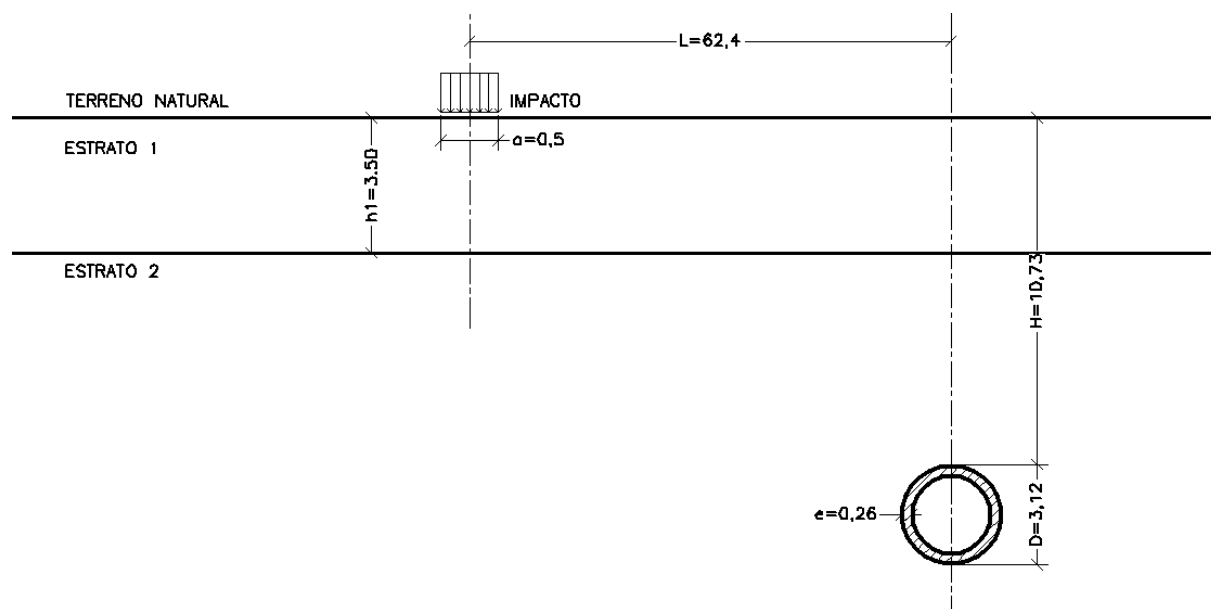


Figura 2. Esquema del problema.

2.2. Ensayo experimental de campo

La campaña experimental tuvo por objeto registrar las vibraciones inducidas en el terreno por un impacto controlado, representativo de la caída de bloques durante la demolición. Se empleó un bloque de hormigón de 0,50 m de lado y 320 kg de masa, liberado en caída libre desde una altura de 27 m, escenario de mayor energía dentro del proceso de demolición.

La instrumentación consistió en tres acelerómetros triaxiales. Dos de ellos (A3 y A2) se fijaron en superficie a 22,5 m y 34,5 m del punto de impacto, respectivamente. El tercero se reposicionó sucesivamente en el fondo de cinco pozos excavados a distintas profundidades (P1 a P5), registrando las aceleraciones en profundidad. Los

acelerogramas muestran que la mayor parte de la energía del evento se concentra en menos de un segundo, y el análisis en el dominio de la frecuencia evidencia que el suelo actúa filtrando las altas frecuencias y dejando pasar las del rango de 15 a 45 Hz.

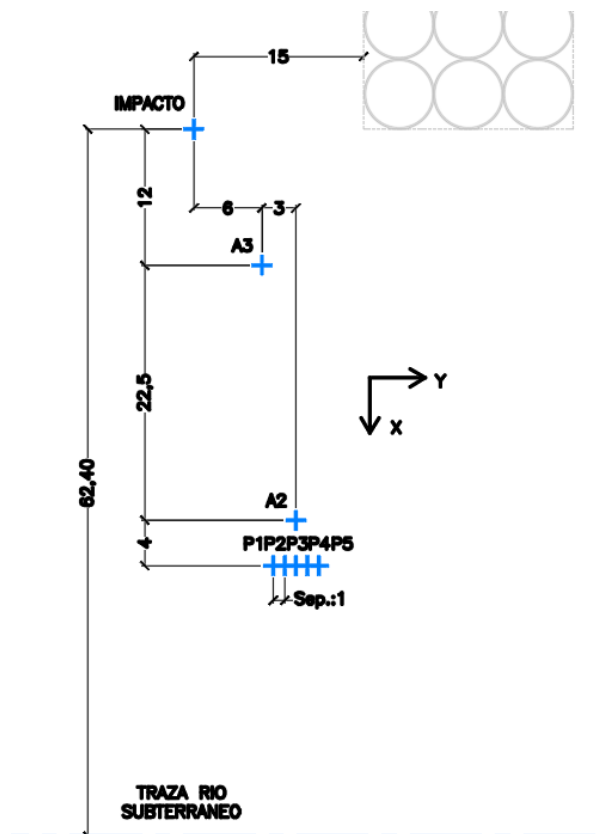


Figura 3. Disposición de los acelerómetros y del punto de impacto en el ensayo de campo.

2.3. Parámetros geotécnicos iniciales

Los parámetros de partida se determinaron a partir del estudio de suelos del predio y de correlaciones habituales en dinámica de suelos. Los seis estratos del estudio se agruparon en dos según la similitud de sus propiedades. Las presiones verticales efectivas se obtuvieron de su variación lineal con la profundidad por peso propio.

La caracterización del estado tensional inicial partió de los valores de presión de sobreconsolidación del predio, provistos por un especialista en suelos. A partir de ellos se determinó el grado de sobreconsolidación OCR en profundidad y, con este, el coeficiente de empuje en reposo K_0 , mediante la relación de Jaky para suelo normalmente consolidado corregida por sobreconsolidación según Mayne–Kulhawy. Con K_0 se calcularon las presiones efectivas horizontales y, a partir de ellas, la presión normal promedio.

Sobre esta base se estimó el módulo de corte dinámico inicial G_0 mediante la correlación de Hardin & Drnevich, y a partir de él el módulo de elasticidad E_0 a través del coeficiente de Poisson. La adopción de G_0 —módulo asociado a muy pequeñas

deformaciones— resulta apropiada para este modelo, dado que la sollicitación consiste en la propagación de vibraciones a través del terreno, fenómeno que moviliza al suelo en ese rango de deformaciones.

La disipación de energía del material se representó mediante amortiguamiento de Rayleigh. Según indicación del especialista, la fracción de amortiguamiento del suelo puede ubicarse entre 0,02 y 0,07; se adoptó $\xi = 0,05$ como valor más probable, imponiéndolo en el rango de frecuencias dominantes de los registros (15 a 45 Hz).

Estos valores constituyen el punto de partida del análisis, ya que los finalmente adoptados surgen del proceso de calibración. La Tabla 1 resume los valores iniciales.

Estrato	ν	K_0	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]
1 (CL)	0,40	1,50	18,49	51,78
2 (ML-CL)	0,30	0,55	31,7	82,4

Tabla 1 - Parámetros geotécnicos iniciales adoptados en el modelo dinámico.

El conducto se modela también como material elástico lineal isótropo, con las propiedades de un hormigón H-13:

$$E_c \approx 1,69 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

$$\mu_c = 0,20$$

$$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3.$$

2.4. Dominio y condiciones de borde

Para representar el medio semi-infinito sin introducir reflexiones espurias de energía, se dispusieron elementos de borde infinito en las cuatro paredes laterales y en el fondo del dominio. Sobre la cara exterior de los bordes se impusieron, además, vinculaciones de apoyo móvil: desplazamiento restringido en la dirección normal a cada cara y libre en las restantes. El dominio se dimensionó verificando que los puntos de calibración y el conducto quedaran suficientemente alejados de los bordes para que su influencia sobre la respuesta resultara despreciable.

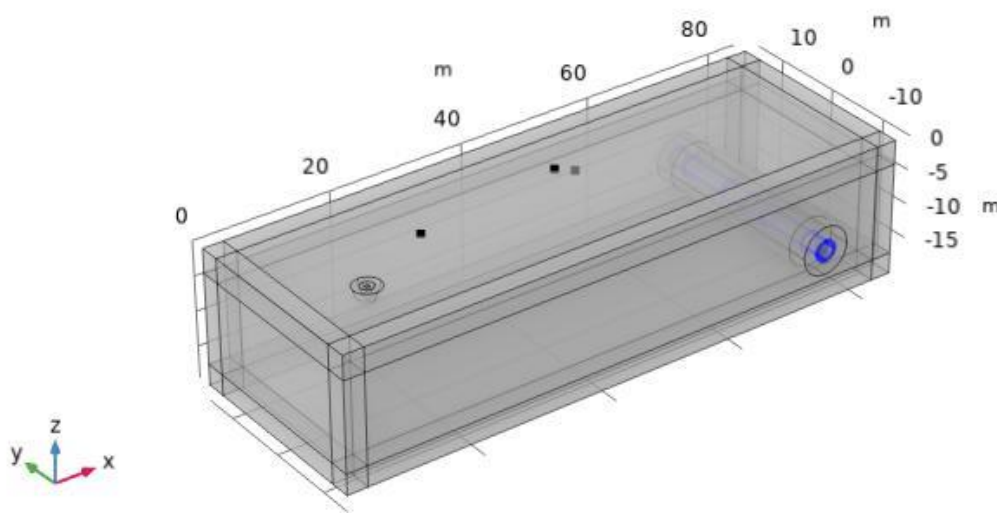


Figura 4. Modelo tridimensional del sistema suelo-conducto y condiciones de

borde.

2.5. Estados de carga

El análisis comprende dos estados. El primero es el estado geostático en reposo, que establece el campo de tensiones iniciales del terreno bajo su peso propio, en equilibrio con la gravedad y las restricciones de borde, e incorpora la presión hidráulica interna del conducto.

El segundo es la carga de impacto dinámica, introducida como una presión superficial variable en el tiempo, aplicada sobre el área de contacto del bloque (0,50 × 0,50 m) en dirección vertical descendente. La acción se modeló como un pulso de medio seno:

$$p(t) = p_0 \cdot \text{sen}(\pi t / d_i) \quad , \quad 0 \leq t \leq d_i \quad (1)$$

La amplitud del pulso se determinó imponiendo que su impulso total iguale la cantidad de movimiento del bloque en el instante del impacto. La velocidad de impacto en caída libre desde la altura h resulta:

$$V_f = \sqrt{(2 g h)} = \sqrt{(2 \cdot 9,81 \cdot 27)} = 23,02 \text{ m/s} \quad (2)$$

y la cantidad de movimiento asociada:

$$I = m \cdot V_f = 320 \cdot 23,02 = 7365 \text{ N}\cdot\text{s} \quad (3)$$

Integrando el pulso de medio seno sobre su duración, el impulso vale $(2/\pi) \cdot p_0 \cdot A \cdot d_i$, con A el área de contacto. Igualándolo a I se obtiene la presión máxima p_0 . La duración del pulso d_i se trató como parámetro libre de calibración por ser la magnitud más incierta de la carga, ya que controla el contenido espectral de la excitación.

2.6. Calibración

La calibración se realizó sobre las componentes verticales de la aceleración en los tres puntos de control (A3, A2 y Pozo 2), ajustando sucesivamente cada parámetro contra la característica más sensible a su variación. En primer lugar, la duración del impulso d_i se calibró contra el contenido de frecuencias de la respuesta. A continuación, el módulo del primer estrato E_1 y el amortiguamiento del suelo se ajustaron para reproducir las aceleraciones verticales máximas en los puntos de superficie A3 y A2. Luego se modificó el módulo del segundo estrato E_2 para calibrar la aceleración máxima en profundidad (Pozo 2); como esta modificación alteró la respuesta de forma acoplada, se ajustó finalmente el coeficiente de Poisson ν_1 para recuperar la concordancia simultánea en los tres puntos. Los parámetros finales se resumen en la Tabla 2.

Parámetro	Valor calibrado
d_i (duración del impulso)	0,05 s
E_1 (Estrato 1)	50 MPa
E_2 (Estrato 2)	250 MPa
ψ suelo (amortiguamiento)	0,04
ν_1 (Estrato 1)	0,30
ν_2 (Estrato 2)	0,30

Tabla 2 - Parámetros calibrados del modelo dinámico tridimensional.

El modelo reproduce la ventana temporal en que se concentra la energía, el orden de magnitud de las amplitudes y la envolvente del decaimiento, según se observa en las figuras siguientes.

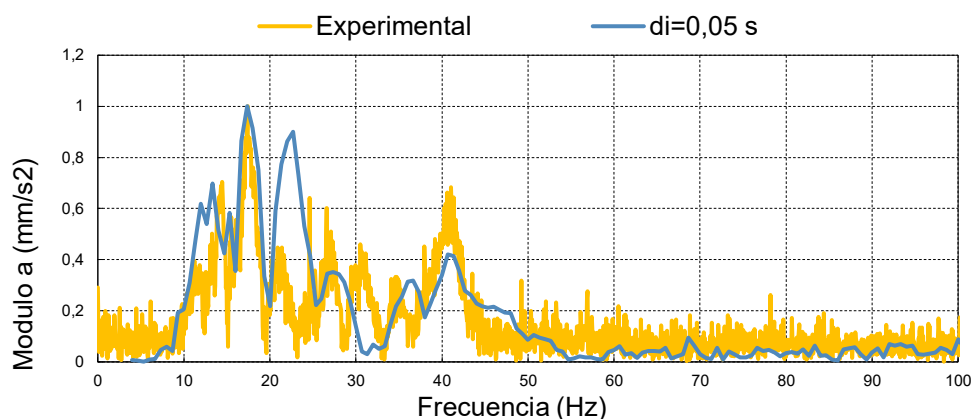


Figura 5. Módulo de la aceleración en Z vs. frecuencia: modelo calibrado contra registro experimental en el punto A3.

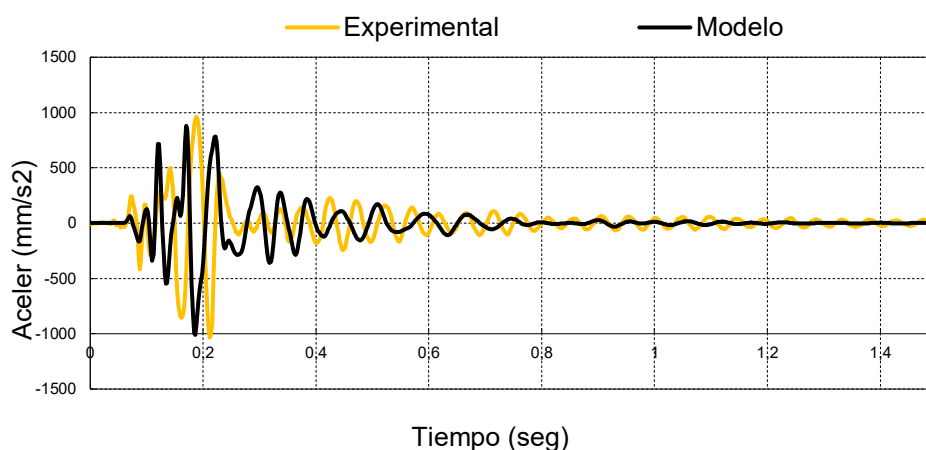


Figura 6. Aceleración en Z vs. tiempo: modelo calibrado contra registro experimental en el punto A3.

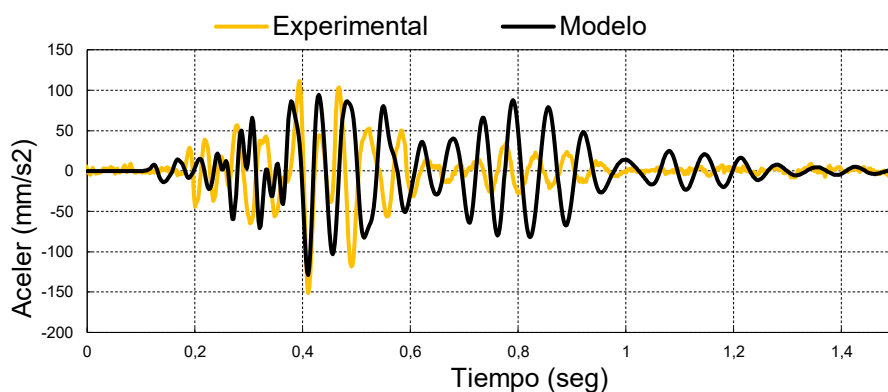


Figura 7. Aceleración en Z vs. tiempo: modelo calibrado contra registro

experimental en el punto A2.

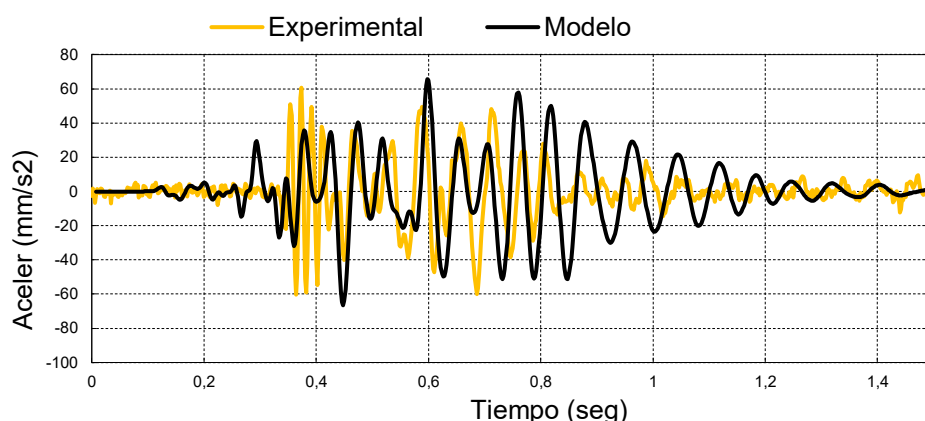


Figura 8. Aceleración en Z vs. tiempo: modelo calibrado contra registro experimental en el Pozo 2.

2.7. Evaluación de tensiones en el conducto

La verificación se centró en la tensión circunferencial σ_θ sobre el intradós del conducto, que es donde se registran los mayores valores. Los resultados se leyeron en la sección más desfavorable del conducto a lo largo de su eje, analizándose cuatro puntos del intradós: la clave, la solera y ambos flancos, por ser donde se registran los valores extremos de σ_θ en reposo —tracción en clave y solera, compresión en los flancos.

El rasgo más relevante de la respuesta dinámica es que la sollicitación no es monótona sino oscilante: la llegada sucesiva de las ondas P y S induce una ovalización alternante de la sección, que en ciertos instantes agrava y en otros alivia la condición de reposo. Por este motivo, el criterio de superposición no consistió en sumar al reposo un instante arbitrario de la respuesta, sino en identificar, para cada punto, los extremos dinámicos de σ_θ y superponerlos con el valor de reposo del mismo punto. La Figura 9 presenta la distribución de σ_θ en reposo, la Figura 10 la del instante de máxima tracción en la clave por efecto del impacto, y la Figura 11 la evolución temporal de σ_θ en un punto de control.

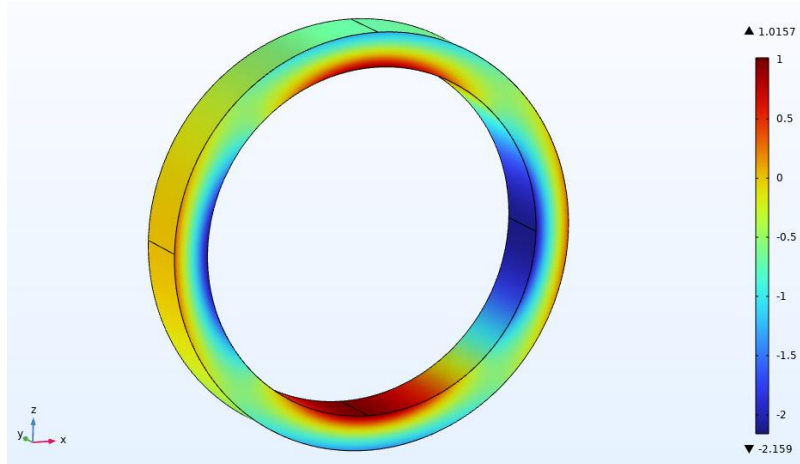


Figura 9. Distribución de σ_θ en el estado de reposo sobre la sección más desfavorable.

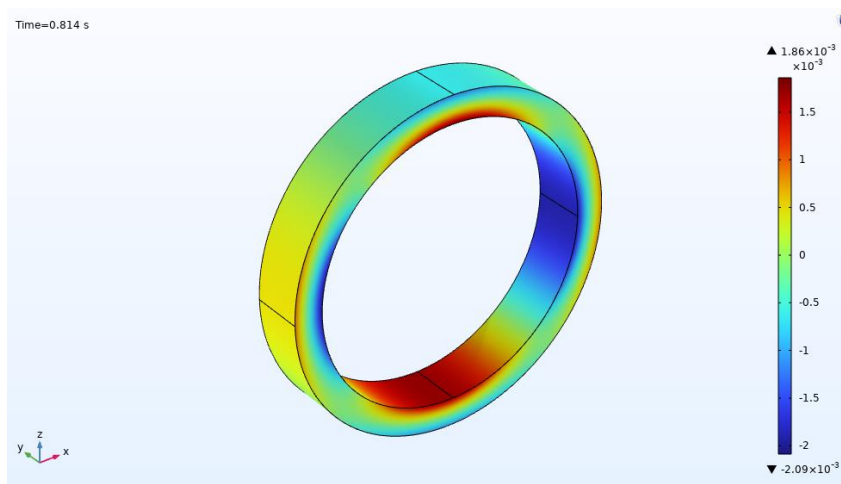


Figura 10. Distribución de σ_θ en el instante de máxima tracción en la clave por efecto del impacto.

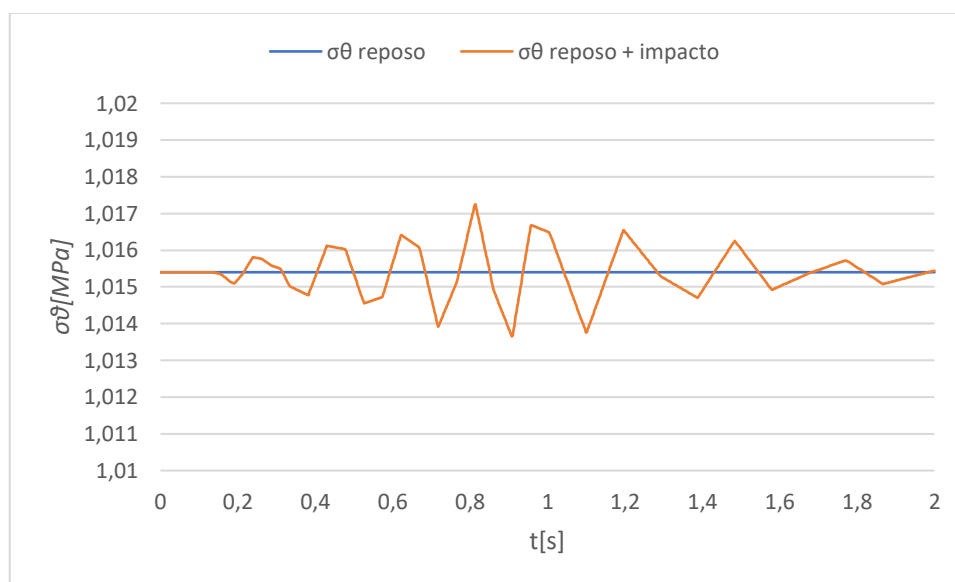


Figura 11. Evolución temporal de σ_θ en un punto de control: estado de reposo y estado total (reposo + impacto).

La Tabla 3 resume la contribución dinámica del impacto en cada punto con los instantes de sus extremos, y la Tabla 4 presenta la superposición con el estado de reposo.

Punto (intradós)	σ_θ imp. máx. [MPa]	t (máx.) [s]	σ_θ imp. mín. [MPa]	t (mín.) [s]
Clave (superior)	$+1,85 \times 10^{-3}$	0,814	$-1,75 \times 10^{-3}$	0,908
Solera (inferior)	$+1,68 \times 10^{-3}$	0,814	$-1,44 \times 10^{-3}$	0,908
Flanco izquierdo	$+1,74 \times 10^{-3}$	0,718	$-2,03 \times 10^{-3}$	0,814
Flanco derecho	$+1,81 \times 10^{-3}$	0,908	$-1,97 \times 10^{-3}$	0,814

Tabla 3 - Contribución dinámica (impacto) de $\sigma\theta$ en el intradós.

Punto (intradós)	$\sigma\theta$ reposo [MPa]	$\sigma\theta$ imp. máx. [MPa]	$\sigma\theta$ imp. mín. [MPa]	$\sigma\theta$ total desf. [MPa]
Clave (superior)	1,01540	$+1,85 \times 10^{-3}$	$-1,75 \times 10^{-3}$	1,01725
Solera (inferior)	0,96956	$+1,68 \times 10^{-3}$	$-1,44 \times 10^{-3}$	0,97124
Flanco izquierdo	-2,15510	$+1,74 \times 10^{-3}$	$-2,03 \times 10^{-3}$	-2,15713
Flanco derecho	-2,15580	$+1,81 \times 10^{-3}$	$-1,97 \times 10^{-3}$	-2,15777

Tabla 4 - Superposición reposo + dinámico.

La máxima tracción total resulta de 1,017 MPa en el intradós de la clave. La contribución dinámica del impacto es del orden de 2×10^{-3} MPa, marcadamente inferior a la tensión de reposo del mismo punto (1,015 MPa), lo que confirma que el estado tensional del conducto está gobernado por la condición de reposo.

3. MODELO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Con el objeto de comparar el modelo dinámico con un enfoque simplificado de uso habitual, se desarrolla un modelo plano, estático y elástico lineal, en el que el impacto se representa mediante una carga estática equivalente. Para que la comparación resulte consistente, este modelo adopta las mismas rigideces y coeficientes de empuje en reposo K_0 provenientes del modelo tridimensional. El objetivo es evaluar en qué medida un modelo estático reproduce las tensiones obtenidas con el modelo dinámico y bajo qué condiciones resulta conservador.

3.1. Descripción del problema y geometría

El modelo estático adopta la misma geometría del conducto, profundidad de enterramiento y distancia a la zona de impacto ($L = 62,40$ m) descriptas para el modelo tridimensional (Sección 2.1). El análisis se plantea sobre una sección vertical perpendicular al eje del conducto, bajo hipótesis de deformación plana.

3.2. Modelo constitutivo del suelo

El suelo se representa como un medio elástico lineal isótropo, caracterizado en cada estrato por su módulo de elasticidad E y su coeficiente de Poisson ν . Para garantizar la consistencia con el modelo dinámico, se adoptaron los valores calibrados de aquel: los dos estratos del modelo tridimensional con sus módulos E y coeficientes K_0 (Tabla 5).

Estrato	E [MPa]	ν	K_0
1	50	0,30	1,50
2	250	0,30	0,55

Tabla 5 - Parámetros del suelo adoptados en el modelo estático (provenientes de la calibración del modelo dinámico).

3.3. Definición del dominio

Para evitar la influencia de los bordes sobre la respuesta en la zona de interés (criterio de Saint-Venant), el dominio se extendió transversalmente al eje del conducto una distancia $L = 62,40$ m, hacia la izquierda del impacto, hacia la derecha del eje del

conducto y por debajo del extradós del conducto. Las condiciones de borde son las habituales: restricción horizontal en los bordes laterales, restricción vertical en el borde inferior y superficie libre en el borde superior.

3.4. Estado geostático en reposo

El estado geostático define el campo de tensiones iniciales del terreno bajo su peso propio, previo a la carga de impacto. Sobre el conducto se aplica además la presión hidráulica interna, modelada como una distribución hidrostática lineal con una carga de 10 m de columna de agua referida al eje. La materialización del estado geostático se realizó igualmente al modelo tridimensional, imponiendo tensiones verticales que varían linealmente con la profundidad por peso propio, y tensiones horizontales obtenidas multiplicando las verticales por el factor K_0 . Las verticales se equilibran con la gravedad y las horizontales mediante las reacciones de los vínculos laterales, resultando un sistema en equilibrio sobre el que se aplica luego la carga de impacto.

3.5. Conversión del impacto a carga estática equivalente

El impacto del bloque en caída libre se representa mediante una carga estática equivalente, obtenida igualando la energía potencial gravitatoria del bloque con la energía de deformación elástica almacenada por el suelo, asimilado a un resorte equivalente. En primer lugar se aplica una carga unitaria de referencia $q_{ref} = 1 \text{ kN/m}$ sobre la huella de impacto y se obtiene el descenso vertical promedio d^* en la línea de aplicación, con el que se define la rigidez equivalente:

$$k = q_{ref} / d^* \quad (4)$$

A continuación se iguala la energía potencial del bloque con la energía de deformación del resorte:

$$E_p = m g h = \frac{1}{2} \cdot k \cdot d^2 \quad (5)$$

de donde se despeja el descenso d y, con él, la fuerza estática equivalente:

$$F = k \cdot d \quad (6)$$

Empleando las rigideces del modelo calibrado, se obtiene una resultante de 90487 kN/m. La Tabla 6 resume los datos del bloque y el valor obtenido.

Parámetro	Valor	Unidad
Masa del bloque	320	kg
Altura de caída	27	m
Energía potencial	84,76	kJ
Carga estática equivalente	90487	kN/m

Tabla 6 - Parámetros de la carga de impacto equivalente.

3.6. Difusión de la carga hacia el conducto

La carga estática equivalente se aplica sobre una huella de 0,50 m, pero su efecto se difunde longitudinalmente respecto del eje del conducto. De forma conservadora se adopta una relación de difusión en planta 1:4 (Figura 12), de modo que la carga se reparte sobre una longitud:

$$l = 2 \cdot (L / 4) = 2 \cdot (62,4 / 4) = 31,2 \text{ m} \quad (7)$$

Dividiendo la resultante por esta longitud se obtiene la carga efectiva aplicada en el modelo:

$$q = 90487 / 31,2 \approx 3028 \text{ kN/m} \quad (8)$$

Esta carga se aplica de forma uniforme sobre la huella de impacto, en dirección vertical descendente.

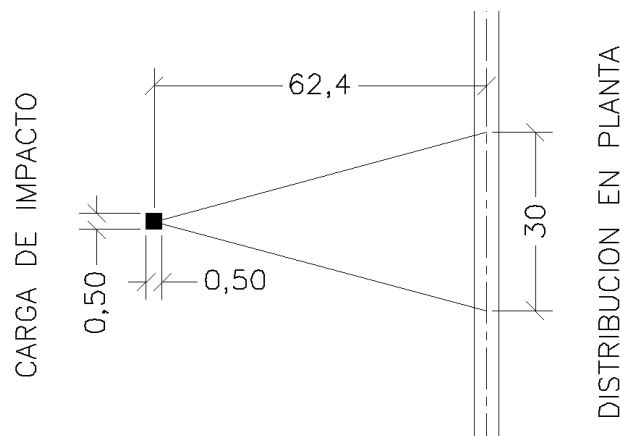


Figura 12. Difusión de la carga en planta hacia el conducto.

3.7. Discretización

El dominio se discretizó refinando la malla en las regiones de mayores gradientes de tensión. En torno al punto de impacto se definieron zonas circulares concéntricas con refinamiento creciente hacia el centro, y se dispuso una zona refinada alrededor del conducto. Los tamaños máximos de elemento adoptados fueron: 0,05 m en la zona de impacto (elementos cuadrangulares); 0,3 m y 0,8 m en los anillos circundantes sucesivos; 2 m en los primeros tres estratos y 4 m en los inferiores; 0,05 m en la pared del conducto y 0,3 m en su zona circundante.

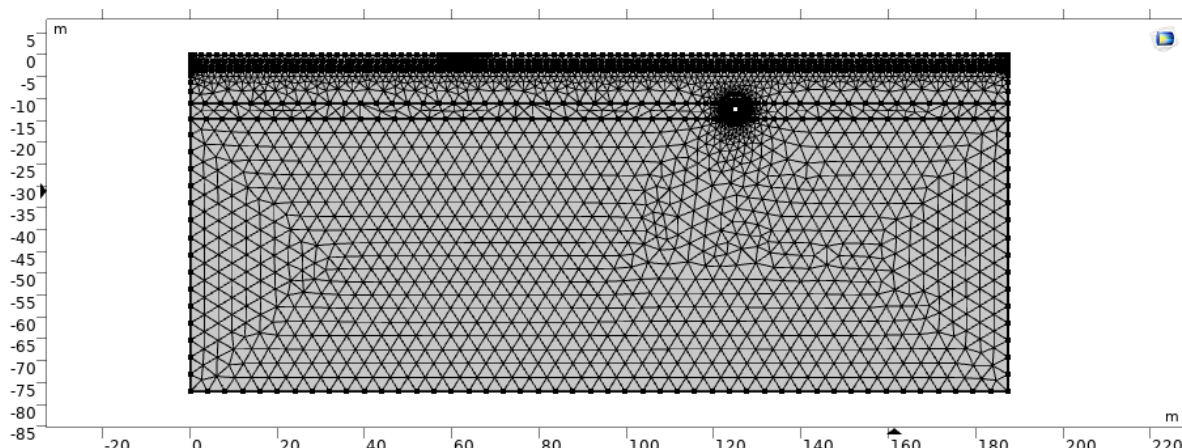


Figura 13. Mallado del modelo.

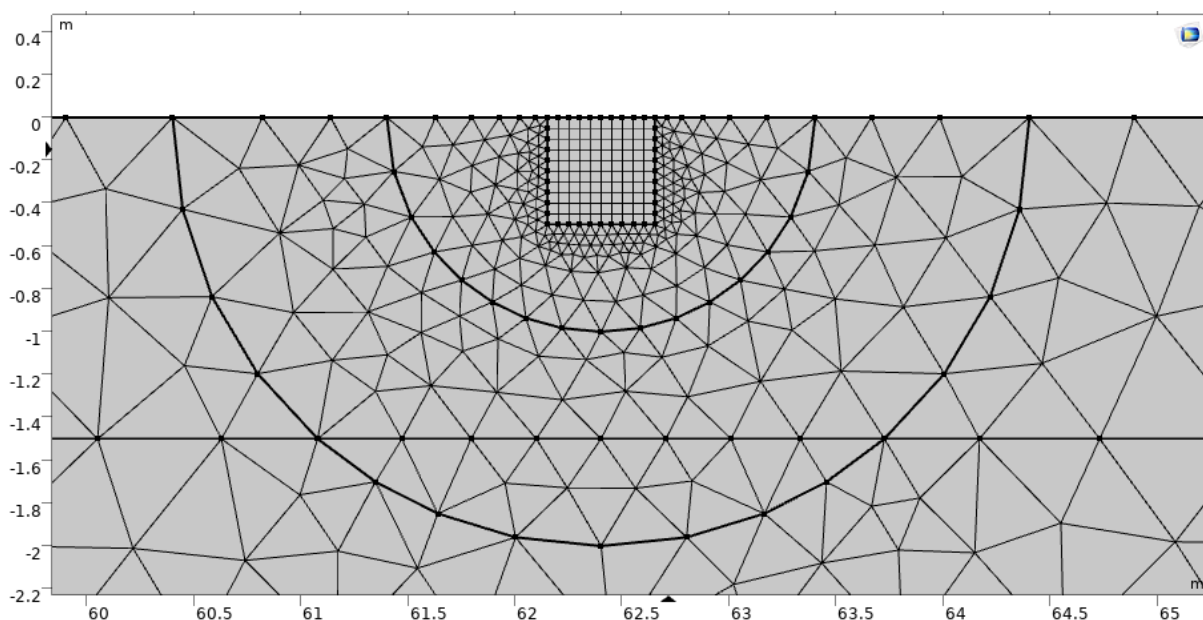


Figura 14. Detalle del mallado en la zona de impacto.

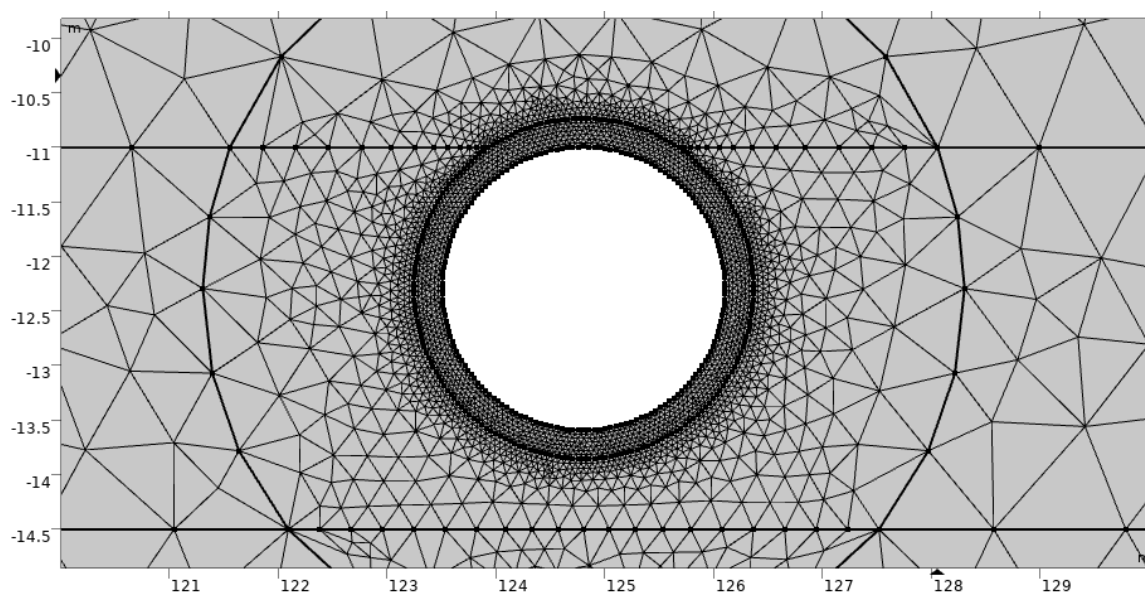


Figura 15. Detalle del mallado en la zona del conducto.

3.8. Resultados

Con la carga estática equivalente aplicada se resolvió el modelo en dos estados: el de reposo, gobernado por el peso propio del suelo y las presiones hidráulicas sobre el conducto, y el de impacto, correspondiente a la carga equivalente. La componente analizada es la tensión circunferencial σ_θ sobre el intradós, por concentrar allí los mayores valores.

La Figura 16 presenta la distribución de σ_θ en reposo. Con los K_0 adoptados del modelo dinámico, el anillo se aplasta verticalmente y desarrolla flexión, con tracción en la clave y la solera (máximo +1,06 MPa) y compresión en los flancos (mínimo -2,23 MPa). La Figura 17 muestra la distribución del impacto, de magnitud muy reducida, con valores entre -0,0266 MPa (compresión) y +0,0209 MPa (tracción),

Organiza:

marcadamente inferiores a los de reposo.

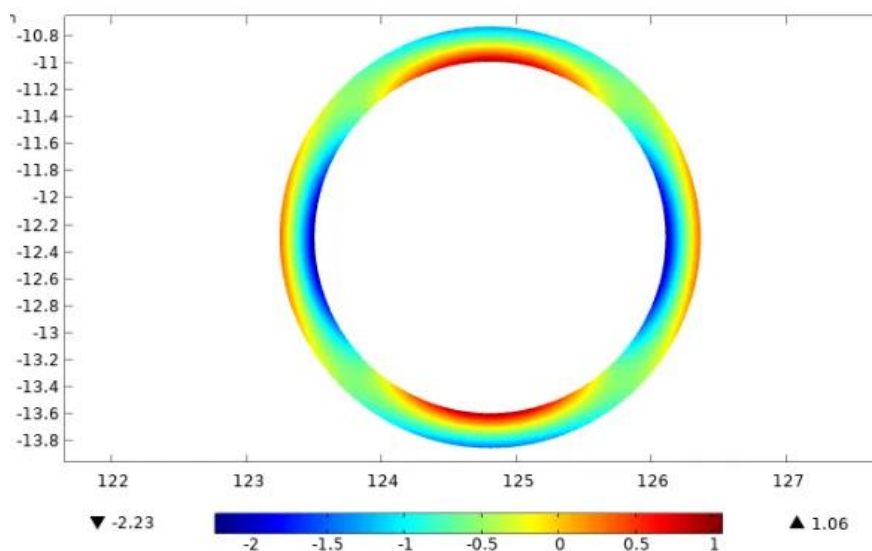


Figura 16. Tensiones circunferenciales σ_θ en el estado de reposo.

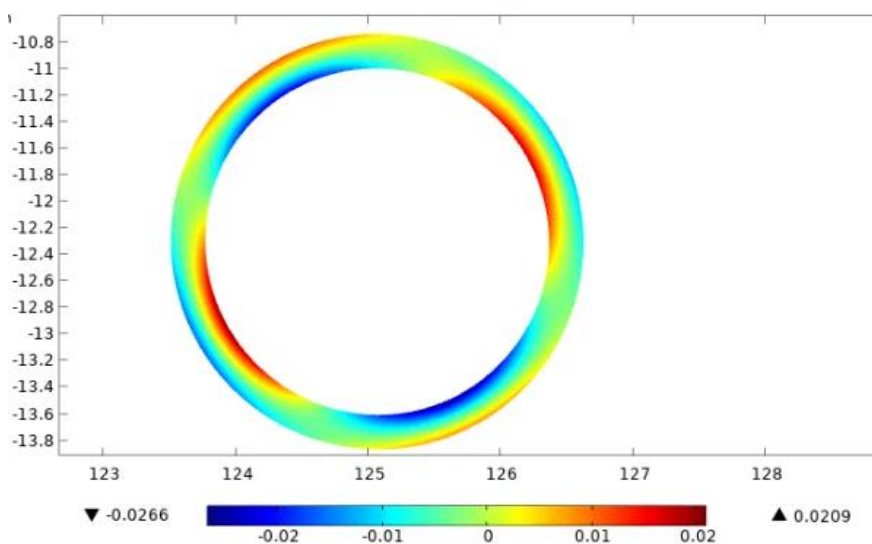


Figura 17. Tensiones circunferenciales σ_θ en el estado de impacto.

Un rasgo destacable es que el diagrama de tensiones del impacto aparece girado aproximadamente 45° respecto del de reposo. Mientras el reposo concentra sus extremos en clave, solera y flancos (ejes vertical y horizontal), los extremos del impacto se ubican en posiciones intermedias, en diagonal. Como consecuencia, los puntos donde el impacto produce su máxima tracción coinciden con zonas en las que el reposo presenta tensiones prácticamente nulas, de modo que la superposición punto a punto no genera una combinación crítica.

La Tabla 7 resume los valores extremos de σ_θ para cada estado.

Estado	σ_θ máx [MPa]	σ_θ mín [MPa]
Reposo	+1,06	-2,23
Impacto	+0,0209	-0,0266

Tabla 7 - Tensiones circunferenciales σ_θ en el intradós: estados de reposo e impacto.

4. COMPARACIÓN ENTRE ENFOQUES Y CONCLUSIONES

Ambos modelos —el dinámico tridimensional y el estático equivalente, este último construido con las rigideces y los K_0 del primero— coinciden en el resultado central: las sobretensiones inducidas por el impacto son de magnitud despreciable frente a las sollicitaciones del estado geostático. La coincidencia entre dos enfoques de naturaleza y complejidad muy distintas refuerza la robustez de la conclusión.

4.1. Forma del estado de reposo

Con los K_0 adoptados, el estrato donde se aloja el conducto presenta un empuje en reposo menor que la unidad, de modo que la presión vertical supera a la horizontal: el anillo se aplasta verticalmente, se alarga en horizontal y desarrolla flexión, apareciendo tracción en la clave y la solera del intradós y compresión en los flancos. Esta forma del estado de reposo es común a ambos modelos, ya que comparten los mismos parámetros del suelo.

4.2. Distribución de las tensiones en el conducto.

Al comparar la ubicación de los extremos de tensión en ambos modelos surge la diferencia esencial entre los enfoques. En el modelo 2D, la posición de los máximos y mínimos que induce el impacto queda fijada por los parámetros del suelo adoptados; una vez definido el modelo, esas posiciones son las que resultan del cálculo, y su coincidencia —o no— con los extremos del estado de reposo depende enteramente de esa combinación de parámetros. En el modelo dinámico, en cambio, los máximos y mínimos inducidos por el impacto no ocupan una posición fija: se desplazan a lo largo de todo el intradós a medida que arriban las distintas formas de onda, que hacen vibrar al conducto de maneras diferentes en cada instante. Esto implica que siempre existe algún instante de tiempo en el que los máximos y mínimos provocados por el impacto coinciden con los máximos y mínimos del estado de reposo. Mientras el modelo estático solo alcanza esa combinación crítica si los parámetros del suelo y el resultado obtenido así lo determinan, el modelo dinámico la captura invariablemente, por lo que constituye el enfoque más robusto para la verificación.

4.3. Origen de las diferencias

El modelo dinámico tiende a mostrar un comportamiento algo más representativo por tres motivos. En primer lugar, incorpora explícitamente el amortiguamiento del material, que regula la atenuación de la perturbación a través del terreno. En segundo lugar, representa el impacto como un impulso variable en el tiempo, mientras que el modelo estático adopta la simplificación de una carga estática equivalente, que no reproduce el carácter transitorio ni el contenido espectral de la excitación. En tercer lugar, la energía del impacto se difunde de manera tridimensional, atenuándose con la distancia, en tanto que el modelo plano debe aproximar esa difusión mediante el reparto en planta descripto. Estas tres diferencias explican que las sobretensiones obtenidas por ambos enfoques, no coincidan.

4.4. Margen de seguridad

Dado el comportamiento lineal, puede estimarse el factor por el que debería amplificarse la contribución del impacto para llevar al conducto a su resistencia a tracción ($f_t = 1,19$ MPa). En el modelo dinámico, evaluado en la clave —donde el impacto se alinea con la máxima tracción de reposo—, dicho factor es del orden de 93. En el modelo estático, con la máxima tracción del impacto cayendo sobre una zona de reposo prácticamente nulo, el factor es del orden de 57. En ambos casos el margen es muy amplio, lo que confirma que las acciones de impacto no comprometen la integridad del conducto.

4.5. Conclusiones

Se desarrollaron dos modelos numéricos para evaluar las sobretensiones inducidas en el conducto por el impacto de bloques durante la demolición de los silos de Puerto Norte: un modelo dinámico tridimensional calibrado experimentalmente y un modelo estático equivalente de deformación plana. Ambos coinciden en que las sobretensiones inducidas por el impacto son despreciables frente al estado geostático, manteniéndose el conducto con un amplio margen de seguridad para el escenario de demolición analizado.

La comparación muestra que el modelo estático equivalente constituye una herramienta simplificada útil para una primera estimación, si bien su carácter conservador depende de la combinación particular de parámetros del suelo y de K_0 adoptados, que determinan las posiciones relativas de los extremos de tensión del reposo y del impacto. El modelo dinámico tridimensional, al incorporar el amortiguamiento, el carácter transitorio del impulso y la difusión tridimensional de la energía, reproduce de manera más fiel el mecanismo real de sollicitación y permite acotar con mayor precisión el margen de seguridad efectivo.

REFERENCIAS

- Hardin, B. O.; Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(SM7), 667–692.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22), 355–358.
- Mayne, P. W.; Kulhawy, F. H. (1982). K_0 –OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT6), 851–872.
- COMSOL AB (2023). *COMSOL Multiphysics Reference Manual, Structural Mechanics Module*. Estocolmo, Suecia.