

DISEÑO DE ESTRUCTURAS BAJO ESTADOS DE CARGA POCO HABITUALES

Cocco, Leonardo José^a; Fernández, Juan^a

^aFCEFYN Universidad Nacional de Córdoba, lcocco@unc.edu.ar, iccajf@gmail.com

Palabras clave: Estructuras atípicas, Carga Sísmica, Explosiones

RESUMEN

El análisis de estructuras en complejos relacionados a la producción de energía nuclear, siempre están alcanzados por normativas rigurosas, en las cuales es frecuente y necesario, el análisis de estados de carga poco habituales en estructuras similares pero que no se encuentran en complejos nucleares. Es por ello, que en general se recurre a normativa internacional para la estimación de dichos estados de cargas y a simulaciones numéricas para determinar los efectos que estos estados de carga producen en las estructuras. En este trabajo, se analiza una estructura correspondiente a un reservorio de agua para un sistema de refrigeración, el cual se emplaza dentro de un complejo de producción de energía nuclear. Los resultados muestran claramente, que estos estados de carga controlan el diseño de la estructura y que su representación numérica es apropiada si se la compara con valores esperables reportados en la bibliografía específica del tema. Los resultados también muestran, la importancia del criterio del profesional para la elección de sectores críticos en los cuales se deben considerar aplicables las cargas.

ABSTRACT

The analysis of structures in facilities related to the production of nuclear energy is always covered by rigorous regulations, in which it is frequent and necessary to analyze unusual load scenarios in similar structures but not located at nuclear facilities. That is why, in general, international regulations are used to estimate these load states and numerical simulations to determine the effects that these load states produce on structures. In this work, a structure corresponding to a water reservoir for a cooling system, which is located within a nuclear energy production facility, is analyzed. The results clearly show that these load states control the design of the structure and that its numerical representation is appropriate if compared to expected values reported in the specific literature of the topic. The results also show the importance of the professional's criteria for the choice of critical sectors in which the loads should be considered applicable.

INTRODUCCIÓN

El análisis de estructuras en complejos relacionados a la producción de energía nuclear, siempre están alcanzados por normativas rigurosas, en las cuales es frecuente y necesario, el análisis de estados de carga poco habituales en estructuras similares pero que no se encuentran en complejos nucleares. En este sentido, estados de carga como ondas expansivas debido a explosiones, fuerzas de viento debidas a tornados y la acción sísmica considerando tiempo de recurrencia acordes a la importancia de la estructura, son condiciones que deben ser analizadas en la etapa de diseño de cualquier edificio dentro de las instalaciones de un complejo nuclear.

En general, al ser escenarios de cargas tan particulares, se recurre a normativa internacional para la estimación de las cargas actuantes sobre la estructura y a simulaciones numéricas para determinar los efectos que dichos estados de cargas producen en la estructura analizada. En este trabajo, se analiza una estructura correspondiente a un reservorio de agua para un sistema de refrigeración, el cual se emplaza dentro de un complejo de producción de energía nuclear. Consecuentemente, para su correspondiente diseño fueron analizados estados de carga como los mencionados anteriormente, conjuntamente con los estados de carga habituales para diseño. La estructura analizada es un edificio que tiene la doble función, de en primer lugar recubrir una estructura existente y, en segundo lugar, proporcionar capacidad de almacenamiento de agua para el sistema de refrigeración en el sector, para de esta forma poder aliviar el edificio existente de la carga de agua.

La estimación de las cargas actuante en la estructura analizada se realizó respetando el pliego técnico desarrollado para la misma y siguiendo los lineamientos de normativa internacional en relación a cargas de impacto exterior, de tornado, de explosiones y de la acción sísmica en los líquidos contenidos. Posteriormente a su determinación, las cargas se aplican en el modelo numérico de la forma que logre capturar de mejor forma su verdadero efecto en la estructura. Esto último, representa una tarea compleja y, en general, tan importante como la determinación de la carga.

Los resultados muestran claramente, que los estados de carga particulares considerados para esta estructura, controlan el diseño de la misma y que su representación numérica es apropiada, para el diseño, si se la compara con valores esperables reportados en la bibliografía específica del tema. Los resultados también muestran, la importancia del criterio del profesional para la elección de sectores críticos en los cuales se deben considerar aplicables las cargas, intentando cubrir las condiciones más extremas y los casos más críticos de carga.

ESTADOS DE CARGA POCO HABITUALES

En esta sección se desarrollarán las actividades realizadas y las normativas utilizadas para la determinación de las acciones más atípicas que fueron estimadas para el diseño de la estructura en estudio en el presente trabajo. Esto no quiere decir que no se hayan analizado las cargas que habitualmente se utilizan en estructuras de características similares a la analizada, sino que sólo se detallarán y abordarán en este trabajo los escenarios de carga poco habituales y/o atípicos.

Acción Sísmica

La acción sísmica en sí misma no constituye un escenario de carga poco habitual para estructuras de diferentes tipologías, sin embargo, en este caso presenta una particularidad que no en muchos casos es necesario considerar. Esta particularidad la constituye la presencia de un reservorio de agua en la parte superior de la estructura. Este reservorio es de importancia (gran cantidad de volumen de agua), lo cual requiere que se considere su efecto dinámico a la hora de analizar la carga sísmica. Más aún, teniendo en cuenta que la estructura analizada se encuentra dentro de un complejo nuclear.

El análisis de las cargas que se generan en estructuras que contienen líquidos, está tratada en normativa internacional como la ACI-350.3 (ACI-350.3, 2006) y la API 650 (API Standard 650, 2018). En este sentido, la característica particular de esta situación es la determinación de las presiones hidrodinámicas que se producen en el líquido contenido, cuando la acción sísmica actúa.

Las normativas establecen que las estructuras de contención de líquidos deben diseñarse para las siguientes cargas dinámicas, a saber, fuerzas de inercia del peso de los muros y techo de la estructura, las cargas hidrodinámicas impulsivas del líquido contenido, las cargas hidrodinámicas convectivas del líquido contenido y los efectos de la aceleración vertical. Los procedimientos de diseño de estas normativas reconocen que, el análisis sísmico de las estructuras de contención de líquidos sujetas a aceleraciones horizontales debe incluir las fuerzas de inercia generadas por la aceleración de la estructura propiamente dicha; y las fuerzas hidrodinámicas generadas por la aceleración horizontal del líquido contenido.

Según Housner (Housner, 1963), las presiones asociadas con estas fuerzas pueden ser separadas en una parte impulsiva y otra convectiva. Las presiones impulsivas no son impulsos en el sentido usual, sino que están asociadas con fuerzas de inercia producidas por aceleraciones de los muros de la estructura de contención y son directamente proporcional a esas aceleraciones. Las presiones convectivas son producidas por las oscilaciones del fluido y son, por lo tanto, la consecuencia de las

presiones impulsivas.

En la Figura 1 se muestra un modelo dinámico equivalente para calcular las fuerzas sísmicas resultantes que actúan en los muros del recinto de contención. Este modelo ha sido aceptado por la profesión desde la década del 60. En este modelo, W_i representa el efecto resultante de las presiones sísmicas impulsivas en los muros del tanque. W_c represente la resultante de las presiones convectivas del fluido ("sloshing").

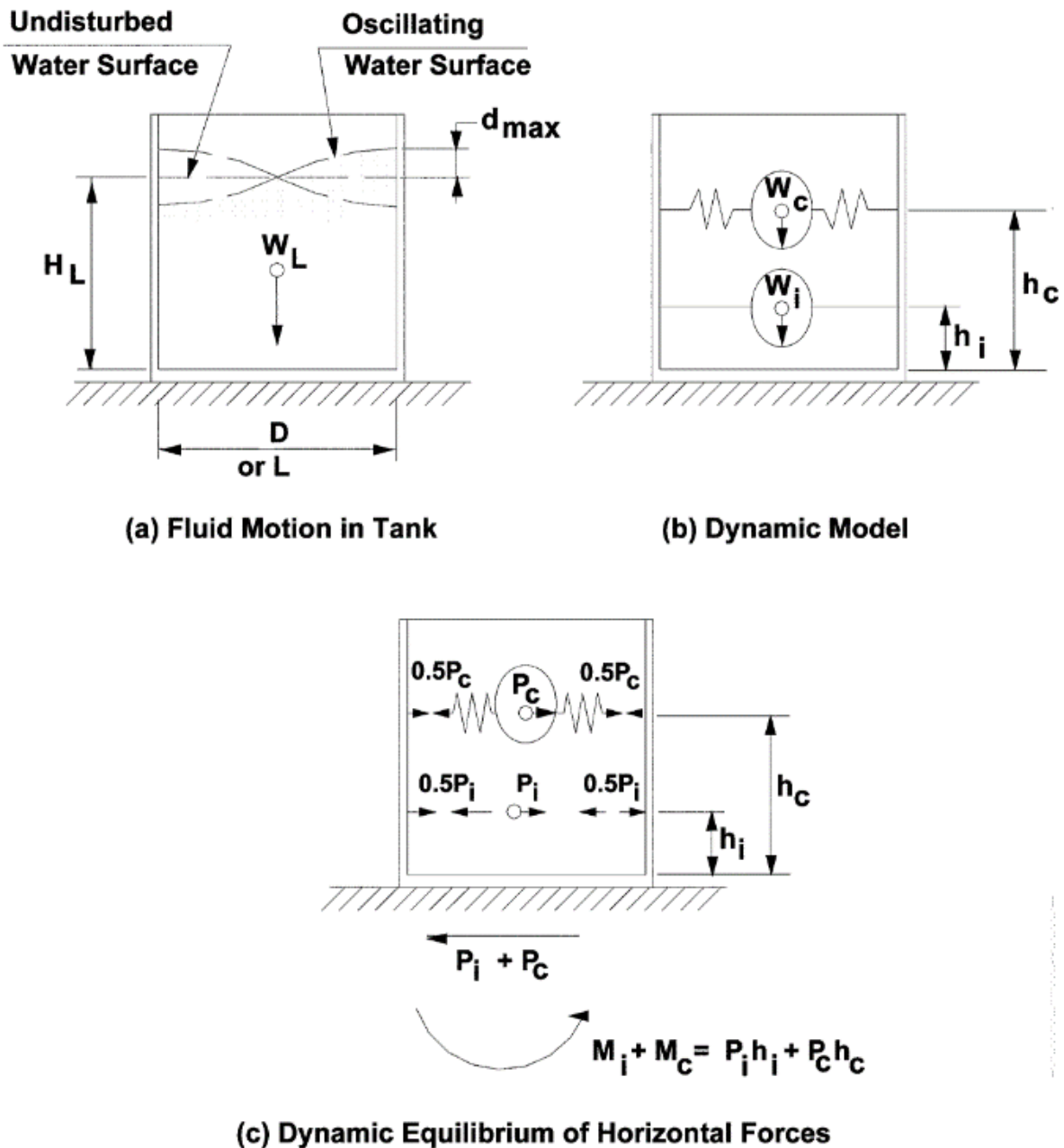


Figura 1. Modelo Dinámico de tanque de contención-líquido extraído de ACI-350.3
En el modelo dinámico, W_i está rígidamente vinculado a los muros del tanque a la

altura h_i por encima del fondo del tanque, la cual corresponde a la localización de la resultante de las fuerzas impulsivas P_i . W_i se mueve con los muros del tanque siguiendo la respuesta de éstos a la acción sísmica. Las presiones impulsivas son generadas por las aceleraciones sísmicas de los muros del tanque, consecuentemente, la fuerza P_i es dividida en partes iguales, en una fuerza de presión en el muro acelerando hacia el fluido y una fuerza de succión en el muro acelerando alejándose del fluido.

W_c es el peso equivalente del fluido oscilante que produce las presiones convectivas en los muros del tanque con resultante P_c , que actúa a una altura h_c del fondo del tanque. En el modelo dinámico, W_c está vinculado por medio de resortes a los muros del tanque de tal forma de producir el período de vibración correspondiente al período del fluido oscilante (“sloshing”). Las presiones debidas al efecto de “sloshing” en los muros del tanque, dependen del movimiento del fluido asociado con la onda de oscilación.

Tanques rectangulares

En el caso de tanques rectangulares los pesos equivalentes del fluido acelerado se determinan por medio de las siguientes expresiones para el caso impulsivo y convectivo.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{L}{H_L}\right)} \quad (1)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(\frac{L}{H_L}\right) \tanh\left[3.16 \left(\frac{H_L}{L}\right)\right] \quad (2)$$

En donde, W_i representa el peso equivalente de la componente impulsiva del líquido almacenado, W_c representa el peso equivalente de la componente convectiva del líquido almacenado, W_L el peso equivalente total del líquido almacenado, L dimensión interior del tanque paralela a la dirección del sismo analizado, y H_L profundidad de diseño del líquido almacenado.

Las alturas a los centros de gravedad de aplicación de estas fuerzas se obtienen por medio de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} &\text{Para tanques con } \frac{L}{H_L} < 1.333 \\ &\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left(\frac{L}{H_L}\right) \\ &\text{Para tanques con } \frac{L}{H_L} \geq 1.333 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

Para todos los tanques

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right] - 1}{3.16\left(\frac{H_L}{L}\right) \sinh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]} \quad (4)$$

en donde, h_i y h_c son las alturas de los centros de gravedad de las cargas impulsivas y convectivas, respectivamente.

La rigidez de los resortes asociados al peso equivalente convectivo del fluido se puede determinar utilizando las expresiones que se detallan a continuación.

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (5)$$

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh\left[3.16\left(\frac{H_L}{L}\right)\right]} \quad (6)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) \sqrt{L} \quad (7)$$

En las cuales, ω_c y T_c son la frecuencia y período natural del primer modo convectivo de sloshing, respectivamente.

Acción de Onda de Presión por Explosión

Uno de los estados de cargas que debía ser analizado en la etapa de diseño de la estructura analizada, era la onda de presión debida a una explosión química. La explosión genera un fenómeno que dura sólo algunos milisegundos y resulta en la producción de muy altas temperaturas y presiones, durante la cual los gases calientes producidos se expanden y se propagan en forma de onda esférica a través del medio circundante. Después de la explosión, los productos de la detonación muy rápidamente, creando lo que se conoce como onda de choque que se mueve más rápido que la velocidad del sonido. La variación de la presión en función del tiempo, es una característica importante de este tipo de cargas, es por ello que en general es adoptada en función de requerimiento impuestos por la entidad reguladora del establecimiento nuclear. En este caso, en la Figura 1 se puede apreciar la variación en el tiempo de la presión y los valores característicos de la misma.

La curva proporcionada represente el peor caso de una nube explosiva directamente delante del edificio y, se supone, puede provenir de cualquier dirección. Cuando una onda de presión entra en contacto con la estructura la envuelve ejerciendo presiones en todos los lados expuestos, cara frontal, techo, paredes laterales y pared trasera, tal como se puede apreciar en la Figura 3. El techo y las paredes laterales son paralelos a la dirección de propagación de la onda de choque, lo que significa que están cargadas de acuerdo con la presión incidente con una reducción por la presión de arrastre negativa. En cuanto a la pared trasera, cuando la onda de presión pasa los bordes de las paredes laterales y del techo, se crean ondas secundarias responsables de la carga desde la parte posterior de la estructura.

Organiza:

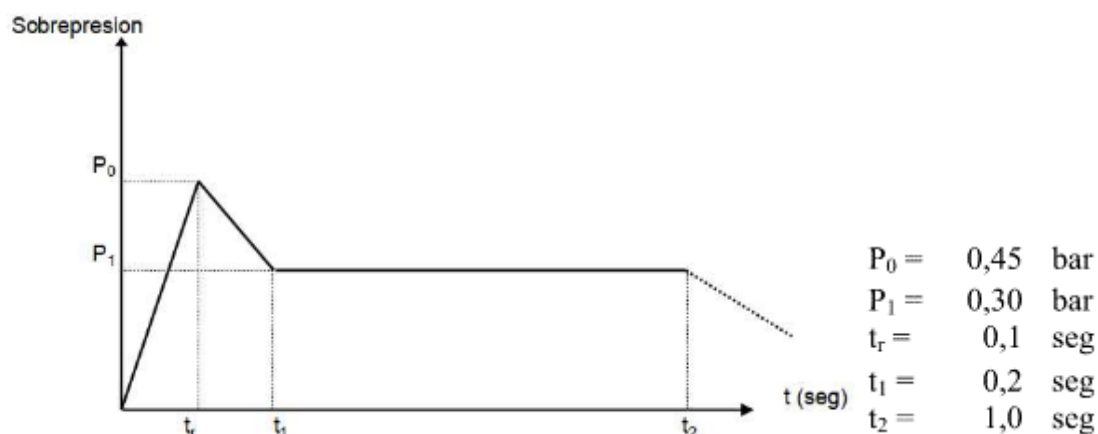


Figura 2. Variación de la presión en función del tiempo para la carga explosiva

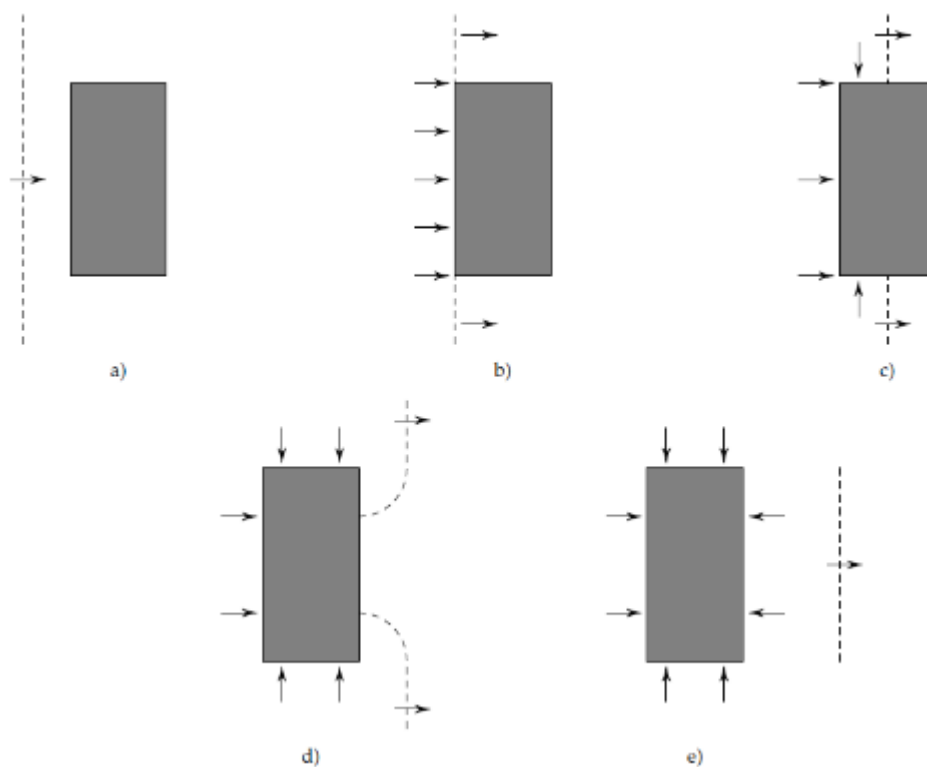


Figura 3. Diferentes estados de la evolución de la onda de presión cuando entra en contacto con una estructura

Acción de Viento por Tornado

La acción de viento por tornado, si bien presenta varias similitudes con la acción de viento convencional, también presenta algunos aspectos que la diferencian significativamente de la anterior. Es por ello, que en este trabajo se aborda este caso de carga como un escenario poco habitual y, su tratamiento es detallado en el presente apartado.

Un tornado puede estar caracterizado como un vórtice que posee velocidades tangenciales y radiales y puede resultar más dañino para la estructura que un viento

fuerte aplicado en toda la superficie de la estructura en estudio. La fuerza del viento por tornado varía desde un valor pequeño en el centro del vórtice hasta un máximo en el borde y luego disminuye a medida que se acerca al centro. Existen tres efectos potenciales a ser evaluados:

- La presión de viento de tornado
- La presión diferencial, causada por caída repentina de la presión atmosférica que ocurre cuando el centro del tornado pasa sobre un obstáculo (en este caso la estructura)
- El impacto eventual en el edificio de proyectil o escombros que transporta el tornado

El tornado base de diseño que se utilizó en la estructura analizada en este trabajo, corresponde a un tornado Fujita Clase 3 (F3) y sus características son las siguientes:

Máxima velocidad de viento	92,12 m/s
Velocidad de rotación del viento	75,0 m/s
Máxima velocidad de traslación	18,6 m/s
Mínima velocidad de traslación	1,9 m/s
Caída de presión atmosférica	0,1 bar
Tasa de caída de presión	0,4 bar

El mismo procedimiento utilizado para la acción de viento convencional se usa para la transformación de la acción de viento por tornado en presiones efectivas sobre la estructura (CIRSOC 102, 2005), pero no aplican: el factor de importancia, el factor de ráfaga y la variación de la velocidad del viento en altura. Adicionalmente, se debe considerar la caída de presión.

De los tres efectos a evaluar, provocados por la acción de un tornado, los dos primeros constituyen situaciones de carga que son similares a las que habitualmente se suceden cuando se realiza el análisis de la acción de viento sobre una estructura. Es por ello, que estos efectos no representan una condición de carga especial. No obstante, el tercer efecto, el provocado por el impacto de un proyectil o escombros que transporta el tornado. Precisamente, este efecto es sobre el cual se hará foco en este trabajo.

Impacto de Proyectil o Escombros transportado por Tornado

En el diseño de la estructura analizada en este trabajo se considera el impacto de proyectiles externos a causa del tornado base de diseño. El diseño debe prevenir los efectos locales “scabbing” (esquirlas) y “perforation” (perforación), es decir, prevenir que fragmentos de la cara opuesta al impacto sean eyectados y que el proyectil pueda perforar la losa o pared.

Las características de un tornado Fujita Clase 3 (F3), son similares a las de la Región II de la normativa US NRC 1.76 (US NRC 1.76, 2007). Estas características se resumen en la Tabla 1.

Region	Maximum wind speed m/s (mph)	Translational speed m/s (mph)	Maximum rotational speed m/s (mph)	Radius of maximum rotational speed m (ft)	Pressure drop mb (psi)	Rate of pressure drop mb/s (psi/s)
I	103 (230)	21 (46)	82 (184)	45.7 (150)	83 (1.2)	37 (0.5)
II	89 (200)	18 (40)	72 (160)	45.7 (150)	63 (0.9)	25 (0.4)
III	72 (160)	14 (32)	57 (128)	45.7 (150)	40 (0.6)	13 (0.2)

Tabla 1. Características de Tornado de Diseño – Extraído de la Normativa US NRC 1.76

Los tipos de proyectiles, o al menos algunas de las categorías en los que se los puede agrupar, son descripto en la normativa US NRC 1.76 y se detallan en la Tabla 2.

Missile Type		Schedule 40 Pipe	Automobile	Solid Steel Sphere
Dimensions		0.168 m dia × 4.58 m long (6.625 in. dia × 15 ft long)	Region I and II 5 m × 2 m × 1.3 m (16.4 ft x 6.6 ft x 4.3 ft)	2.54 cm dia (1 in. dia)
			Region III 4.5 m x 1.7 m x 1.5 m (14.9 ft x 5.6 ft x 4.9 ft)	
Mass		130 kg (287 lb)	Region I and II 1810 kg (4000 lb)	0.0669 kg (0.147 lb)
			Region III 1178 kg (2595 lb)	
C _D A/m		0.0043 m ² /kg (0.0212 ft ² /lb)	Region I and II 0.0070 m ² /kg (0.0343 ft ² /lb)	0.0034 m ² /kg (0.0166 ft ² /lb)
			Region III 0.0095 m ² /kg (0.0464 ft ² /lb)	
V _{Mh} ^{max}	Region I	41 m/s (135 ft/s)	41 m/s (135 ft/s)	8 m/s (26 ft/s)
	Region II	34 m/s (112 ft/s)	34 m/s (112 ft/s)	7 m/s (23 ft/s)
	Region III	24 m/s (79 ft/s)	24 m/s (79 ft/s)	6 m/s (20 ft/s)

Tabla 2. Tipos de proyectiles y velocidades máximas horizontales del tornado base de diseño

La NRC considera que los proyectiles son capaces de impactar en todas las direcciones con velocidades horizontales máximas V_{Mh}^{max} y velocidades verticales

iguales al 67% de V_{Mh}^{max} . El tiempo que tarda un proyectil en desacelerarse desde que impacta hasta que se frena completamente es de 0,015 s, este valor se utiliza para la determinación de las fuerzas a aplicar en la estructura.

El efecto local provocado por el impacto de un proyectil en la estructura, depende de las características del proyectil, de las propiedades del material objetivo y la respuesta estructural. Métodos empíricos son utilizados para estimar el daño local, a causa de la complejidad del fenómeno asociado con el impacto de proyectiles. En este sentido, la determinación del espesor del componente estructural analizado determina la condición de no penetración del proyectil y, consecuentemente, se considera verificado el efecto local.

CASO DE ANÁLISIS

El caso de análisis en este trabajo se trata de una estructura envolvente de hormigón armado de 17,90 m por 18,60 m en planta, con una altura de 18,22 m, con respecto al nivel de terreno natural, que se construirá alrededor y por encima de un edificio existente dentro de un complejo nuclear. A nivel de planta baja se prevé un pasillo de 2 m de ancho para circulación entre el edificio existente y la envolvente de refuerzo. En la parte superior se ubica un tanque elevado para agua desmineralizada de 540 m³ de capacidad, destinado a aliviar el tanque del edificio existente. Para las tareas de limpieza y mantenimiento de este tanque se puede acceder por una escalera metálica exterior y pasarela lateral. Sobre el techo del tanque se desarrolla una terraza accesible a través de la escalera mencionada anteriormente y que está destinada a maniobras de montaje de equipos y mantenimiento.

En la Figura 4 se puede apreciar una maqueta digital de la estructura analizada en el presente trabajo, en la cual también se aprecia el edificio existente que quedará rodeado por el nuevo.

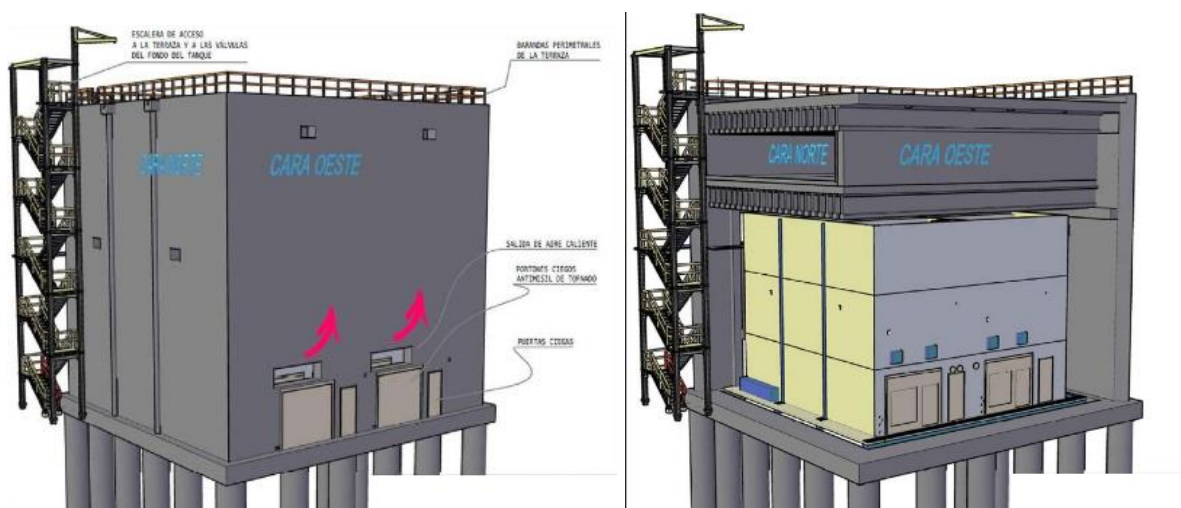


Figura 4. Maqueta Digital Estructura Analizada

La estructura del edificio nuevo es una del tipo caja formada por tabiques de hormigón armado de 0,60 m en las cuatro caras del edificio. Estos tabiques asientan sobre una

viga cabezal de 1,70 m de ancho por 1,20 m de altura, apoyada sobre pilotes. Los tabiques son ciegos en las caras Norte y Sur (solo presentan pequeñas aberturas), mientras que en las cargas Este y Oeste tienen portones y puertas de ingreso.

Los tabiques reciben las estructuras de fondo y techo del tanque elevado, a través de ménsulas dispuestas en la cara interior de los mismos. La mayor parte de la carga entregada por las estructuras de techo y piso la reciben los tabiques de caras Norte y Sur, mientras que los tabiques de cargas Este y Oeste cumplen mayormente funciones de cerramiento y protección ante acciones exteriores.

La estructura del fondo del tanque elevado está formada por 10 vigas premoldeadas pretensadas de 1,20 m de altura vinculadas entre sí por una losa de 0,50 m de espesor. La losa será hormigonada in-situ, conformada por una prelosa de 6 cm de espesor, completada por 44 cm de hormigón in-situ.

En el caso de la estructura de techo del tanque, el espesor de total de la losa está determinado por el espesor mínimo necesario para evitar la perforación por impacto de proyectil de tornado, en este caso, 60 cm.

La vinculación entre la losa sobre las vigas y los tabiques perimetrales será monolítica, a los fines de garantizar estanqueidad. Se entiende que las estructuras de piso y fondo del tanque se comportarán como estructuras evolutivas, es decir, con un comportamiento diferente en el tiempo:

- a) Durante la fase constructiva (montaje de prelosas y hormigonado de losa de segunda etapa), las vigas tendrán vínculos exteriores compatibles con una estructura isostática.
- b) Luego de hormigonada la losa y alcanzada la resistencia del hormigón in-situ, se manifestará algún grado de hiperestaticidad provocado por la unión monolítica de la losa con el tabique. De todas maneras, no se prevé vinculación con armaduras entre los talones de las vigas premoldeadas y los tabiques, por lo que los momentos en el nudo serán relativamente bajos.

Las fundaciones están formadas por 16 pilotes de 1,40 m de diámetro y 20,0 m de profundidad, excavados mecánicamente y llenados in-situ. Los pilotes se encuentran vinculados entre sí por una viga cabezal superior de 1,70 m de ancho y 1,20 m de alto, donde se dejarán previstas las esperas para las armaduras verticales de los tabiques perimetrales.

Modelo Numérico

El análisis global y particular de los distintos componentes estructurales fue realizado por medio de un modelo numérico de elementos finitos, en el cual se representaron todos los componentes estructurales principales del edificio en estudio. Este modelo numérico se utilizó para obtener los esfuerzos de diseño, verificar tensiones en hormigón y suelo de fundación y controlar deformaciones.

Los tabiques perimetrales fueron modelados por medio de elementos tipo cáscara (shell) que se vinculan en su parte inferior a la viga cabezal (elemento tipo barra) y en la parte superior con las vigas y losas de fondo y piso del tanque elevado. Los pilotes fueron modelados con elementos tipo barra (frame), con una unión rígida en el cabezal superior. El suelo lateral fue incorporado como resortes ideales en ambas direcciones

laterales (teoría semi espacio de Winkler) a partir de los valores de balasto horizontal proporcionados en el informe geotécnico.

La viga cabezal que vincula los pilotes con los tabiques perimetrales se modeló con elementos tipo barra (frame), vinculados a los elementos tipo placa (Shell) de los tabiques perimetrales y a los elementos tipo barra de los pilotes. La viga cabezal quedará en parte enterrada y en parte descubierta, por lo que no se le asignaron resortes laterales.

Las vigas premoldeadas de fondo y techo del tanque se modelaron por medio de elementos tipo barra y se vinculan a los tabiques mediante una articulación en cada extremo. De esta forma, no se transfieren momento entre los tabiques perimetrales y las vigas premoldeadas.

Las losas, tanto de fondo como de techo del tanque, tendrán una vinculación monolítica con los tabiques perimetrales para garantizar estanqueidad, por tal razón se modelan como elemento tipo cáscara vinculados rígidamente a los elementos cáscara de los tabiques perimetrales. De esta manera, el modelo transferirá momentos entre los tabiques perimetrales y las losas de fondo y techo del tanque, que serán tenidos en cuenta en el dimensionado de la estructura.

En la Figura 5 se puede apreciar una vista del modelo numérico desarrollado para la modelación de la estructura en estudio.

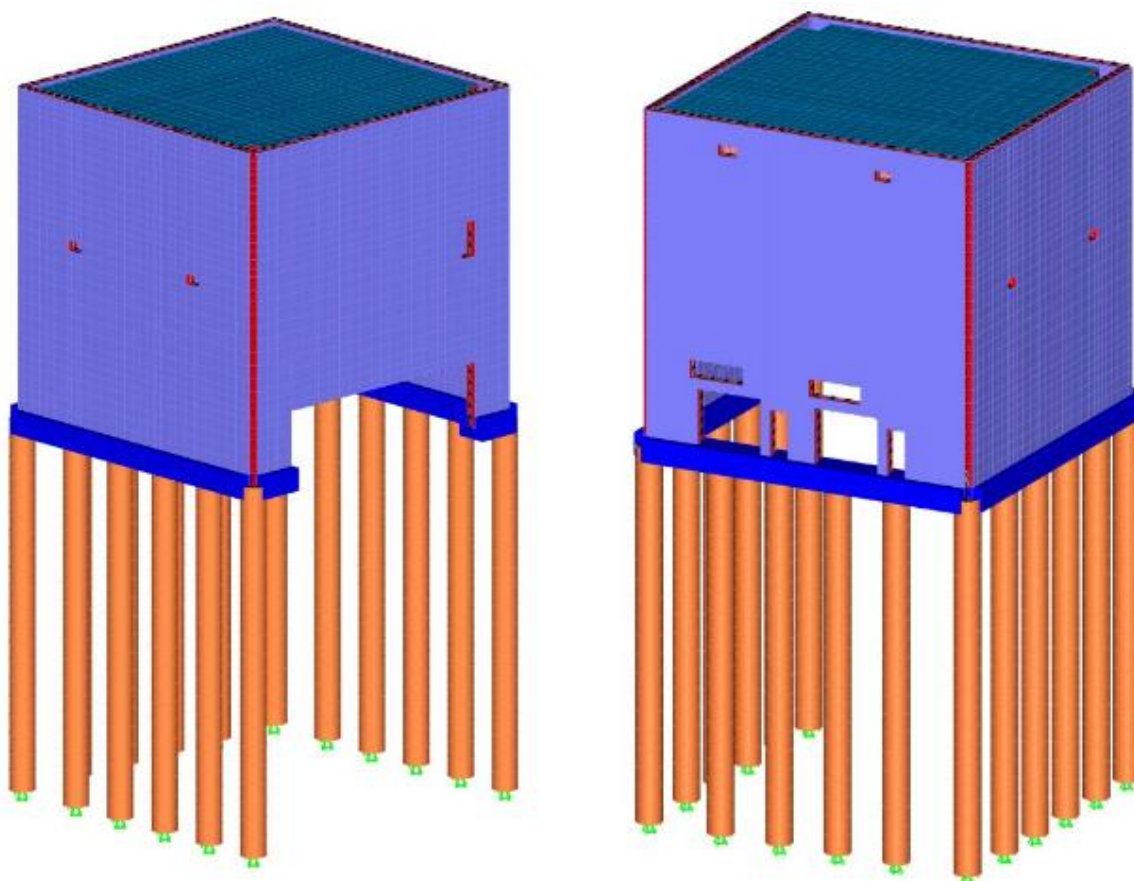


Figura 5. Vista del modelo numérico de la estructura en estudio

En la Figura 6 se puede apreciar un corte del modelo numérico, en el cual se observan cómo se realizó la modelación de los distintos componentes estructurales del edificio analizado.

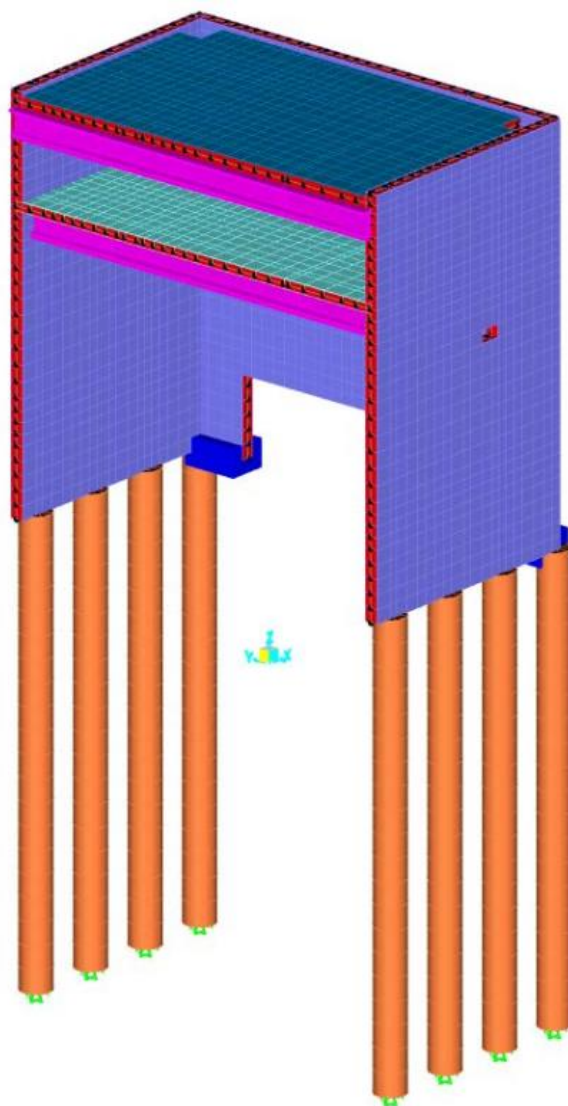


Figura 6. Corte del modelo numérico

RESULTADOS

En esta sección se muestran los resultados obtenidos para los estados de carga poco habituales y, además, se hace foco en la utilización de un modelo numérico completo de la estructura como herramienta fundamental para la obtención de los esfuerzos internos característicos para el diseño de la estructura analizada. Esto último, constituye el principal objetivo del presente trabajo, es decir, la correcta modelación numérica de los escenarios de carga atípicos y la correspondiente respuesta de la estructura.

En primera instancia, se representó en el modelo numérico el escenario de la acción

sísmica sobre el fluido almacenado del tanque de agua. Esta representación se realizó siguiendo los lineamientos explicados anteriormente, tanto para la carga convectiva como para la impulsiva. A continuación, se detalla la determinación de las masas agregadas y rigideces de resortes a colocar en el modelo numérico para capturar el fenómeno analizado.

CÁLCULO MASA IMPULSIVA

1) COEF. DE MASA IMPULSIVA DEL LÍQUIDO (API 650 - E.6.1.1-1)

Coef. de masa componente impulsiva del líquido en dirección X-X:

$$\alpha_{ix}(z) := \frac{1}{2} \cdot \left(0.866 \cdot \left(1 - \left(\frac{z}{H_L} \right)^2 \right) \right) \tanh \left(0.866 \cdot \frac{L_x}{H_L} \right) \cdot \rho \cdot H_L$$

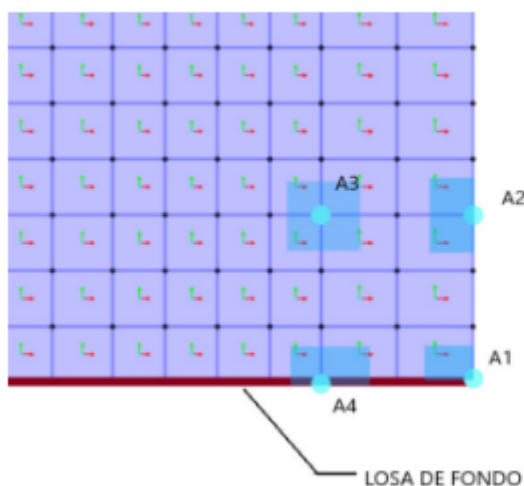
Coef. de masa componente impulsiva del líquido en dirección Y-Y:

$$\alpha_{iy}(z) := \frac{1}{2} \cdot \left(0.866 \cdot \left(1 - \left(\frac{z}{H_L} \right)^2 \right) \right) \tanh \left(0.866 \cdot \frac{L_y}{H_L} \right) \cdot \rho \cdot H_L$$

Cotas relativas de discretización de tabique en modelo:

$$z_t := \begin{bmatrix} 2.00 \\ 1.50 \\ 1.00 \\ 0.50 \\ 0.00 \end{bmatrix} m ; \quad \alpha_{ix}(z_t) = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 378.87 \\ 649.50 \\ 811.87 \\ 866.00 \end{bmatrix} \frac{kg}{m^2} ; \quad \alpha_{iy}(z_t) = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 378.87 \\ 649.50 \\ 811.87 \\ 866.00 \end{bmatrix} \frac{kg}{m^2}$$

2) SECTORIZACIÓN ADOPTADA EN EL MODELO



ÁREAS DE INFLUENCIA DE NODO

Área nodo esquina: $A_1 := 0.097 m^2$
 Área nodo arista vertical: $A_2 := 0.1935 m^2$
 Área nodo central: $A_3 := 0.387 m^2$
 Área nodo arista horizontal: $A_4 := 0.1935 m^2$

$$A_i := \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1 \\ 0.19 \\ 0.39 \\ 0.19 \end{bmatrix} m^2$$

Se muestra en este caso, el detalle de los valores obtenidos de las masas agregadas para la representación del efecto impulsivo en una dirección de análisis. Estas masas fueron agregadas en los nodos teniendo en cuenta la discretización de las paredes del tanque de agua.

3) MASA IMPULSIVA DEL LÍQUIDO

(API 650 - E.6.1.1-1)

Masa componente impulsiva del líquido
en dirección X-X (Borde):

$$m_{ix} := \alpha_{ix}(z_t) \cdot \begin{bmatrix} A_2 \\ A_2 \\ A_2 \\ A_2 \\ A_1 \end{bmatrix}$$

$$m_{ix_1} := \alpha_{ix}(z_t)_5 \cdot A_2 = 167.57 \text{ kg}$$

$$m_{ix_2} := \alpha_{ix}(z_t)_4 \cdot A_2 = 157.1 \text{ kg}$$

$$m_{ix_3} := \alpha_{ix}(z_t)_3 \cdot A_2 = 125.68 \text{ kg}$$

$$m_{ix_4} := \alpha_{ix}(z_t)_2 \cdot A_2 = 73.31 \text{ kg}$$

$$m_{ix_5} := \alpha_{ix}(z_t)_1 \cdot A_1 = 0 \text{ kg}$$

Masa componente impulsiva del líquido
en dirección X-X (Centro):

$$m_{ix} := \alpha_{ix}(z_t) \cdot \begin{bmatrix} A_3 \\ A_3 \\ A_3 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix}$$

$$m_{ix_1} := \alpha_{ix}(z_t)_5 \cdot A_3 = 335.14 \text{ kg}$$

$$m_{ix_2} := \alpha_{ix}(z_t)_4 \cdot A_3 = 314.2 \text{ kg}$$

$$m_{ix_3} := \alpha_{ix}(z_t)_3 \cdot A_3 = 251.36 \text{ kg}$$

$$m_{ix_4} := \alpha_{ix}(z_t)_2 \cdot A_3 = 146.62 \text{ kg}$$

$$m_{ix_5} := \alpha_{ix}(z_t)_1 \cdot A_4 = 0 \text{ kg}$$

De la misma forma, se determinaron las masas agregadas y las rigideces a colocar para representar apropiadamente el efecto convectivo.

CÁLCULO MASA CONVECTIVA

A) PESO CONVECTIVO DEL LÍQUIDO

(API 650 - E.6.1.1-1)

Peso componente convectiva del líquido
en dirección X-X:

$$W_{cx} := 0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \cdot \tanh \left(3.16 \cdot \frac{H_L}{L} \right) \cdot W_L = 435430 \text{ kg} \quad \frac{W_{cx}}{2 \cdot L} = 12370 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Peso componente convectiva del líquido
en dirección Y-Y:

$$W_{cy} := 0.264 \left(\frac{B}{H_L} \right) \cdot \tanh \left(3.16 \cdot \frac{H_L}{B} \right) \cdot W_L = 430281 \text{ kg} \quad \frac{W_{cy}}{2 \cdot B} = 13916 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

B) POSICIÓN FUERZA CONVECTIVA

Posición del centro de masa convectiva
en Dirección X-X:

$$h_{cx} = 1.01 \text{ m}$$

(9.2.2 - EBP: Excluyendo presión en la base)

Posición del centro de masa convectiva
en Dirección Y-Y:

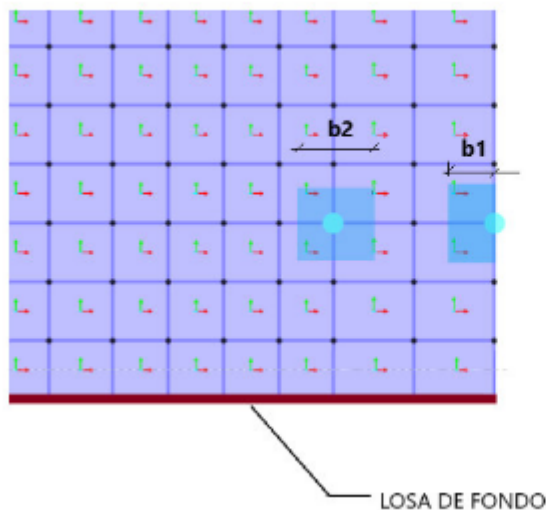
$$h_{cy} = 1.01 \text{ m}$$

(9.2.2 - EBP: Excluyendo presión en la base)

Al igual que lo realizado para el caso del efecto impulsivo, se muestra la determinación de las masas agregadas y las rigideces en una dirección de análisis. En forma análoga, se determinaron los valores en la otra dirección de análisis y fueron representados en el modelo global de la estructura en estudio.

Organiza:

C) SECTORIZACIÓN ADOPTADA EN EL MODELO



ÁREAS DE INFLUENCIA DE NODO

(Cota: +1.00m desde fondo de tanque)

Ancho influencia nodo arista: $b_1 := 0.36 \text{ m}$

Ancho influencia central: $b_2 := 0.72 \text{ m}$

3) MASA CONVECTIVA DEL LÍQUIDO

Masa componente convectiva del líquido
en dirección X-X (Borde):

$$m_{cx,1} := \frac{W_{cx}}{2 \cdot L} \cdot b_1 \quad m_{cx,1} = 4453 \text{ kg}$$

Masa componente convectiva del líquido
en dirección X-X (Centro):

$$m_{cx,2} := \frac{W_{cx}}{2 \cdot L} \cdot b_2 \quad m_{cx,2} = 8907 \text{ kg}$$

4) RIGIDEZES - INTERACCIÓN LÍQUIDO-ESTRUCTURA

$$L_x := B = 15.46 \text{ m} \quad L_y := L = 17.6 \text{ m}$$

$$\lambda_x := \sqrt{3.16 \cdot g \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \frac{H_L}{L_y}\right)} = 3.27 \frac{\text{m}^{\frac{1}{2}}}{\text{s}}$$

$$\omega_{cx} := \frac{\lambda_x}{\sqrt{L_y}} = 0.78 \frac{1}{\text{s}} \quad T_c := \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_x}\right) \cdot \sqrt{L_y} = 8.07 \text{ s}$$

$$\text{Rigidez de la masa equivalente horizontal} \quad k_{cx} := W_{cx} \cdot \omega_{cx}^2 = 264 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5) RIGIDEZES A APLICAR EN EL MODELO

$$\text{Número de nodos en dirección X:} \quad n_x := 26$$

$$\text{Rigidez de la masa equivalente X por nodo} \quad k_{cx,j} := \frac{k_{cx}}{n_x} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Una vez colocadas las masas y rigideces correspondientes al fluido almacenado en el

Organiza:

modelo numérico para captar los fenómenos impulsivo y convectivo, la acción sísmica es capturada correctamente en forma intrínseca por el modelo numérico y, consecuentemente, los esfuerzos desarrollados en los distintos componentes estructurales son apropiados para el diseño. En la Tabla 3 se pueden apreciar los primeros diez modos de vibración naturales de la estructura considerando la presencia del agua almacenada en el tanque.

N° Modo	Período [s]
1	16.933
2	15.337
3	0.531
4	0.451
5	0.341
6	0.154
7	0.131
8	0.126
9	0.115
10	0.110

Tabla 3. Períodos naturales de vibración

Se puede observar que los primeros dos modos son los asociados al fluido almacenado en el tanque, lo cual corrobora su apropiada modelación que trae aparejada la correcta determinación de esfuerzos de diseño en los componentes estructurales.

En el caso del escenario de carga debido a la onda de presión provocada por una explosión, se muestran a continuación algunos resultados obtenidos a medida que la onda de presión avanza en una dirección de la estructura. En la Figura 7 se puede apreciar los valores de momento flector M11 cuando la onda de presión alcanza el frente de la estructura.

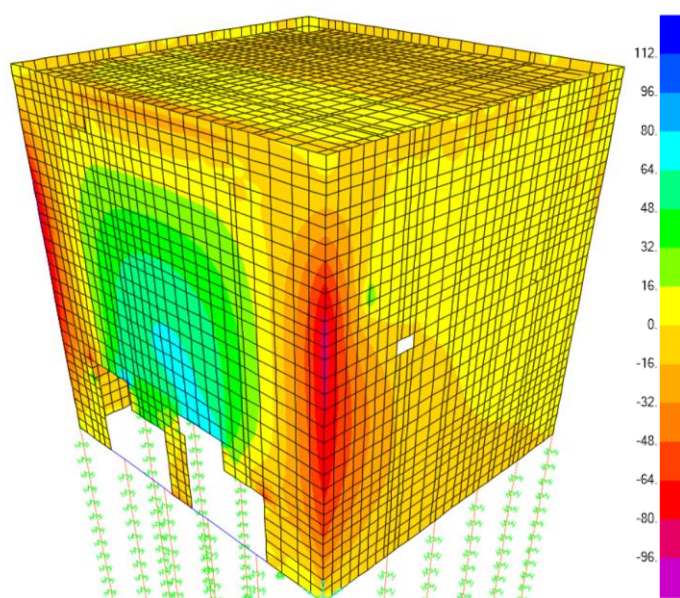


Figura 7. Momento Flector M11 para onda de presión en frente de edificio

En la Figura 8 se observa el avance de la onda de presión en la estructura analizada, en este caso la onda de presión ya involucra las paredes laterales y el techo del edificio.

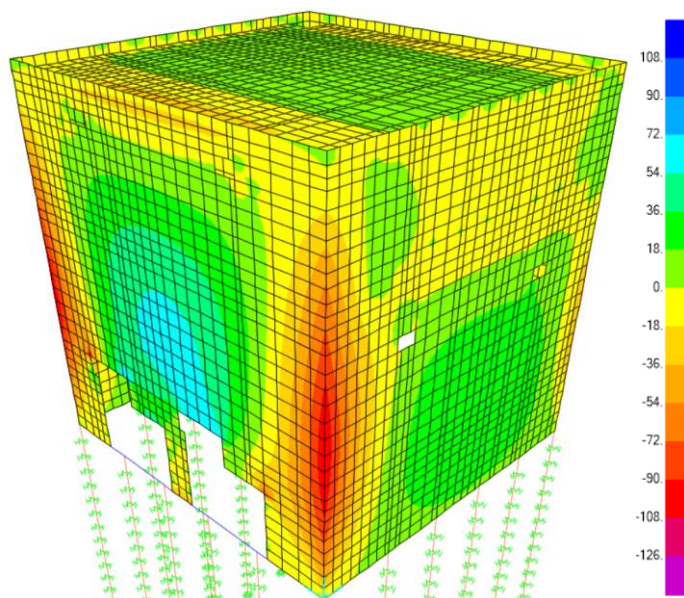


Figura 8. Momento Flector M11 para onda de presión en lateral y techo

El último escenario de carga poco habitual analizado en el presente trabajo, es el impacto de proyectiles por tornado. En este caso, la fuerza aplicada y el área de impacto se determina siguiendo los lineamientos del US NRC 1.76 y se realiza un análisis dinámico de integración directa de todas las ecuaciones de movimiento del modelo numérico. Algunos de los resultados obtenidos se muestran a continuación. En la Figura 9 se muestra la envolvente máxima del Momento Flector M11 para una posición de impacto (Posición 1).

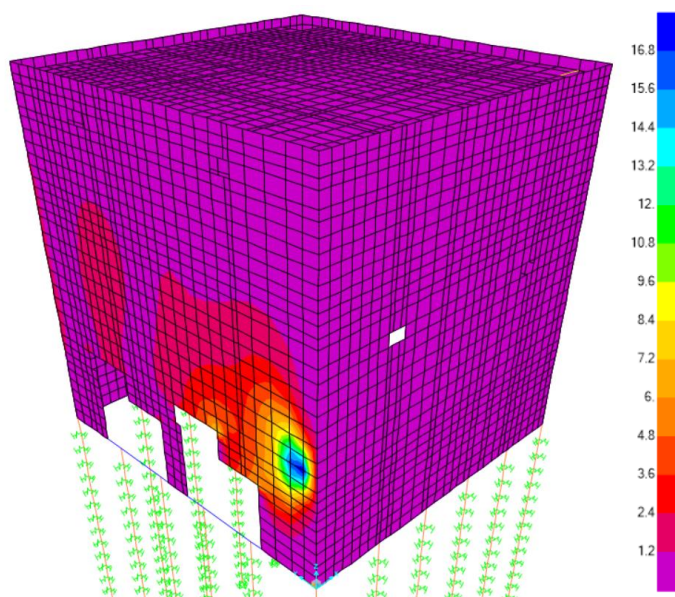


Figura 9. Envolvente máxima de Momento Flector M11 (Posición 1)

En la XX se presentan los valores para la envolvente mínima de momento flector M11 para la misma posición de impacto anterior.

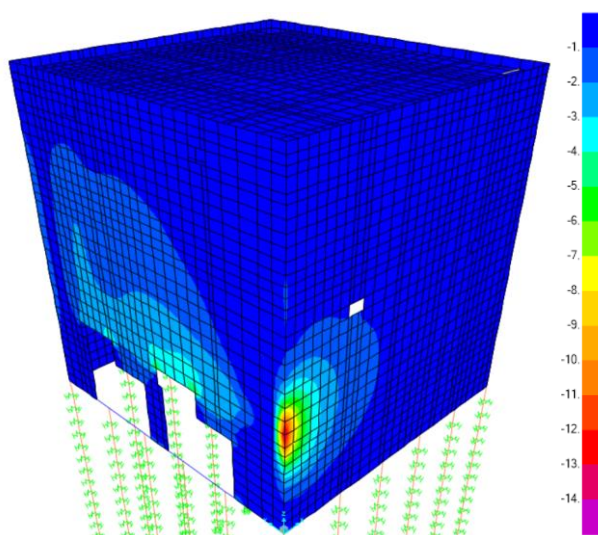


Figura 10. Envolvente mínima de Momento Flector M11 (Posición 1)

En la Figura 11 se muestra la envolvente máxima para momento flector M11 para otra posición de impacto de proyectil (Posición 2).

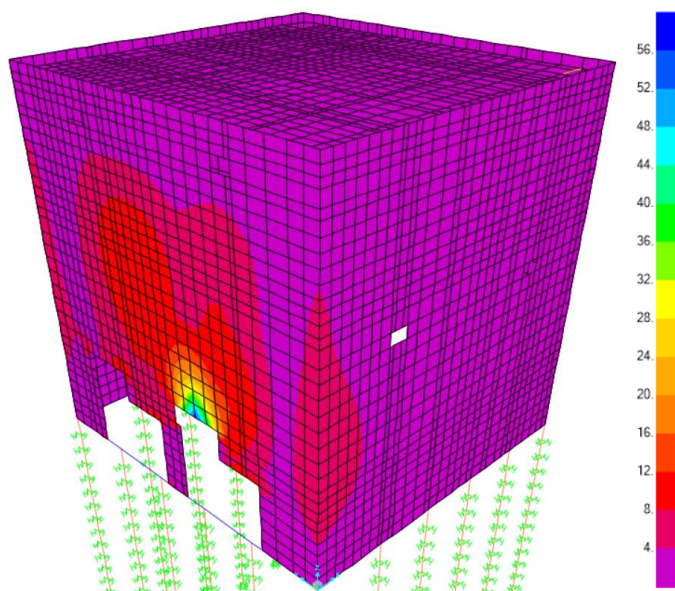


Figura 11. Envolvente máxima de Momento Flector M11 (Posición 2)

Finalmente, en la Figura 12 se muestra la envolvente mínima de momento flector M11 para la misma posición que la figura anterior.

CONCLUSIONES

En función de los resultados obtenidos por medio de la modelación numérica de la estructura analizada se pueden extraer las siguientes conclusiones:

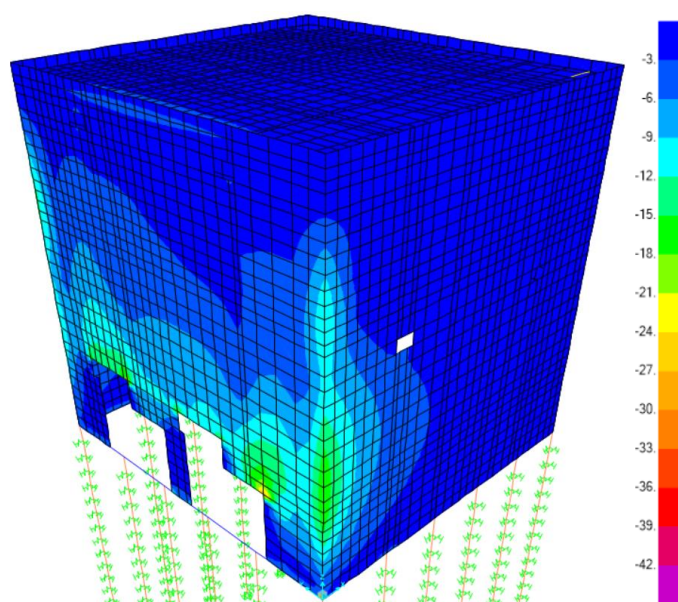


Figura 12. Envolvente mínima de Momento Flector M11 (Posición 2)

- La correcta representación de estados de carga poco habituales requiere, muchas veces, de la utilización de normativa internacional y de un criterio por parte del profesional para su correcta aplicación.
- La modelación numérica de toda la estructura permitió capturar correcta y apropiadamente todos los fenómenos relacionados con los estados de carga poco habituales. Además, permitió la obtención de los esfuerzos internos para el diseño de los componentes estructurales.
- El diseño de los principales componentes estructurales del edificio fue gobernado por los estados de carga poco habituales.
- El modelo numérico permitió capturar efectos globales y locales. Asimismo, permitió obtener la respuesta estática y dinámica en forma apropiada para los fines del diseño de la estructura.

REFERENCIAS

- ACI-350.3, 2006. "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary". American Concrete Institute, Farmington Hill, MI 48331, USA.
- API Standard 650, 2018. "Welded Tanks for Oil Storage". American Petroleum Institute, Washington, DC 20005, USA.
- Housner, G. W., 1963, "Dynamic Pressure on Fluid Containers," Technical Information (TID) Document 7024, Chapter 6 and Appendix F, U.S. Atomic Energy Commission.
- US NRC 1.76, 2007. "Design-Basis Tornado and Tornado Missiles for Nuclear Power Plants". US Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC 20005, USA.