Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2026.4207

Diseño de edificios industriales prefabricados sometidos a una acción accidental de explosión. Recomendaciones, aspectos generales y bases de diseño iniciales

Precast Industrial Building Design Under Accidental Blast Loading. General As-pects and Basic Design Guidelines.

S. Rodríguez Morales[a,*]

[a] *Master en Ingeniería Sísmica, Master en Estructuras de Edificación, Arquitecto Técnico, Doctorando ETSICCP-UPM.*

Recibido el 12 de noviembre de 2025; revisado el 5 de junio de 2026, aceptado el 30 de junio de 2026

RESUMEN

Las ventajas del empleo de sistemas prefabricados para la construcción de edificios en el ámbito industrial son internacionalmente reconocidas. La necesidad de una rápida ejecución, sin perder las prestaciones que aportan los sistemas estructurales más con-vencionales, convierten a los edificios industriales prefabricados en la mejor opción para proyectos con planificaciones muy exigentes. A su vez, en ocasiones el ámbito industrial obliga a que su diseño de estas construcciones sea resistente a acciones explosivas. En este artículo se repasarán los aspectos más significativos a tener en cuenta en el proyecto de edificios industriales sometidos a una posible acción accidental explosiva.

PALABRAS CLAVE: Edificios industriales, explosión, subestaciones eléctricas, prefabricados, edificación.

©2026 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The advantages of using prefabricated systems for the construction of industrial buildings are widely recognized at the international level.The increasing demand for rapid construction, while maintaining the structural performance and reliability offered by conventional systems, makes prefabricated industrial buildings an optimal solution for projects with highly demanding schedules. Nevertheless, in many industrial contexts, design requirements also include resistance to accidental explosive actions. This paper aims to highlight and discuss the key considerations in the design and analysis of industrial buildings that may be subjected to accidental explosive loads, emphasizing both structural safety and performance criteria.

KEYWORDS: Industrial process buildings, blast-proof design, electrical substations, precast, buildings.

©2026 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: s.rodriguez@upm.es (Sergio Rodríguez Morales)

Cómo citar este artículo: Rodríguez, S. (2026). Diseño de edificios industriales prefabricados sometidos a una acción accidental de explosión. Recomendaciones, aspectos generales y bases de diseño iniciales. Hormigón y Acero. 77(309):95-106. https://doi.org/10.33586/hya.2026.4207

1. INTRODUCCIÓN

Para muchos de los profesionales dedicados a la ingeniería estructural, en el sector industrial resulta un gran desconocido. De forma habitual el ingeniero estructural tiende a resolver y diseñar estructuras en el ámbito de las infraestructuras, la ingeniería civil, la arquitectura o la edificación singular. Cada sector, cada ámbito de especialización en lo que se refiere a la ingeniería estructural, presenta sus particularidades y sus propias necesidades que quedan definidas de acuerdo con la funcionalidad que se espera de estas construcciones y a las condiciones del entorno donde serán emplazadas.

En el sector industrial, debido a la naturaleza de los procesos químicos y al riesgo asociado a los mismos, el diseño de las edificaciones está muy condicionado por requisitos de seguridad y salud. La protección tanto del personal en el interior de los edificios, como la de equipos esenciales para el funcionamiento del proceso industrial, marca ineludiblemente el diseño y el proyecto de las edificaciones situados en el interior de la planta.

Una de las acciones que claramente marcan el proyecto arquitectónico de una edificación industrial y, por lo tanto, el diseño de su estructura es la presencia de una acción explosiva debida al proceso químico. Este evento recibe el nombre de nube de vapor explosivo (VCE de sus siglas en inglés, "*Vapor Cloud Explosion*"). Esta acción accidental normalmente va asociada a un importante incremento de temperatura (bola de fuego), que la superficie de la construcción debe resistir. Además, la liberación de gases tóxicos o inflamables como el H2S, obligan a mantener el edificio aislado del exterior, normalmente mediante su presurización desde el interior. En todo caso el diseño del edificio requiere una concepción multidisciplinar con la aportación de varios equipos de especialistas.

Otro de los aspectos que sin duda define las edificaciones industriales, es la necesidad de terminar la fase de ingeniería lo antes posible, de cara a reducir al máximo los plazos de construcción. En muchas ocasiones, los edificios forman parte del camino crítico de la planificación del proyecto. Este es el caso de edificios tales como subestaciones eléctricas o edificios de control, donde la pronta terminación de la construcción civil permite el montaje electromecánico de instalaciones tales como la eléctrica o la de instrumentación, esenciales para la puesta en marcha temprana de la planta industrial a la que pertenecen.

El objeto de este artículo es exponer de forma general los aspectos más significativos, tanto en el proyecto arquitectónico como en su diseño estructural asociado, cuando un edificio industrial debe resistir la acción accidental debida a un evento explosivo. El contenido del artículo abordará, desde un punto de vista práctico, el proyecto de este tipo de edificios en el ámbito industrial.

2. BASES DE DISEÑO. DATOS DE PARTIDA

2.1. Normativa y especificaciones del cliente.

Dentro del diseño de edificios antiexplosión cuentan con gran popularidad textos y manuales de origen norteamericano, tales como ASCE Report [1] o los manuales del ejército americano [2].

También resulta habitual que las compañías operadoras de las plantas dispongan con un cuerpo normativo propio, habitualmente conocido como especificaciones técnicas del cliente. El cliente, también llamado compañía, que es el usuario final de la construcción, tiende a estandarizar sus instalaciones, en "pos" de facilitar de forma más ordenada su futuro mantenimiento. Por lo tanto, en esas especificaciones se recogen los criterios y requerimientos que los diseños de ingeniería deben cumplir. En ocasiones estas especificaciones pueden ser más detalladas y restrictivas que las pocas referencias internacionales aceptadas. Como no podía ser de otra forma, el diseño de los edificios también está sujeto al cumplimiento de dichas especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas contractuales marcan aspectos tales como los sistemas estructurales permitidos, las propiedades de los materiales, los valores de ductilidad, los valores límites de presión o impulso, etc, a partir de los cuales es necesario realizar un diseño antiexplosión.

Es fundamental, por lo tanto, a la hora de enfrentarse al diseño de unos de estos edificios, conocer todas las especificaciones aplicables, incluso las que puedan no estar asociadas directamente al diseño puramente civil, ya que pueden llegar a condicionar la solución final.

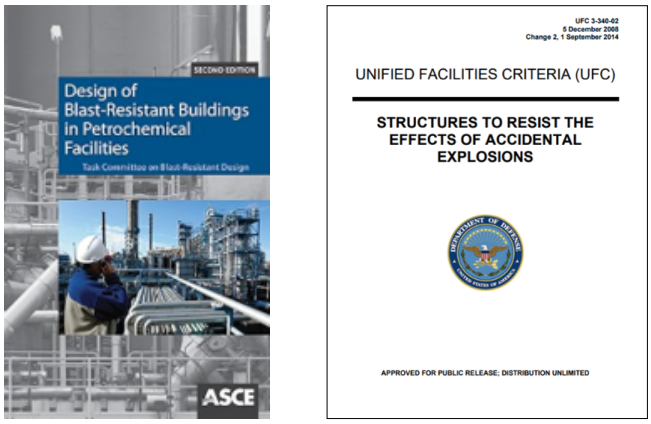


Figura 1. Manuales Norteamericanos de referencia en el diseño de edificios antiexplosión en el ámbito industrial.

2.2. Informes necesarios BRA o FERA. Determinación de los parámetros que definen la acción explosiva.

La determinación de la acción explosiva en una planta industrial es un proceso de cálculo complejo, en el que se tienen que evaluar aspectos tales como:

- Identificación de aquellas áreas de proceso o zonas de la planta industrial que puedan liberar un contenido significativo de material inflamable. Estas zonas son conocidas como fuentes o focos de la explosión. Será necesario contar con información del tipo diagramas de procesos (P&Ids) o la descripción mecánica de equipos tales como reactores, compresores, turbinas, etc.
- En la generación del evento es importante conocer el grado de congestión y confinamiento entorno a la fuente.
- El criterio de ocupación del edificio. Se entiende esencial la protección de las vidas humanas, aunque también es factible defender equipos que se entiendan imprescindibles para garantizar el funcionamiento de la planta. También cabe definir al edificio como centro de emergencias o refugio después del evento, lo que sin duda puede incrementar los requisitos con respecto a la seguridad en sus diseños.
- Establecer claramente, mediante un plano de implantación (plot plan), las distancias entre la fuente y los edificios a los que se considere necesario diseñar bajo el requerimiento anti-explosión.
- Asignar una probabilidad de ocurrencia al suceso accidental, basado en una evaluación del tipo riesgo frente a coste

de reconstrucción o refuerzo, estableciendo, si procede, diferentes niveles de protección.

Teniendo en cuenta los datos arriba citados, se procede a la elaboración de un informe de riesgo para los edificios o "*Building Risk Assessment/Fire & Explosion Risk Assessment (BRA/FERA)*". Este informe contiene, de forma individualizada para cada edificio, las recomendaciones a efectos de riesgo que es necesario contemplar a la hora del diseño del edificio. En ocasiones, el informe puede aportar conclusiones del tipo riesgo inaceptable, lo que conllevará, a la adopción de medidas extraordinarias tales como, por ejemplo, relocalizar el edificio.

En lo que respecta a la definición de la explosión, es común el empleo de simulaciones numéricas basadas en metodologías tales como: TNO Mutli energy, CAMS, Baker-Strehlow-Tang (BST), etc. Encontramos softwares específicos tales como BEAST o Shell Shepherd. Estos modelos, muy extendidos en el sector industrial, son capaces de predecir mediante una familia de curvas los efectos de la explosión entorno a las fuentes. En la figura 2 se muestra un ejemplo de una salida real de resultados en una planta industrial. Se pueden observar las curvas de presión aportadas por la simulación para una probabilidad de ocurrencia del evento de valor P=1.0E-5.

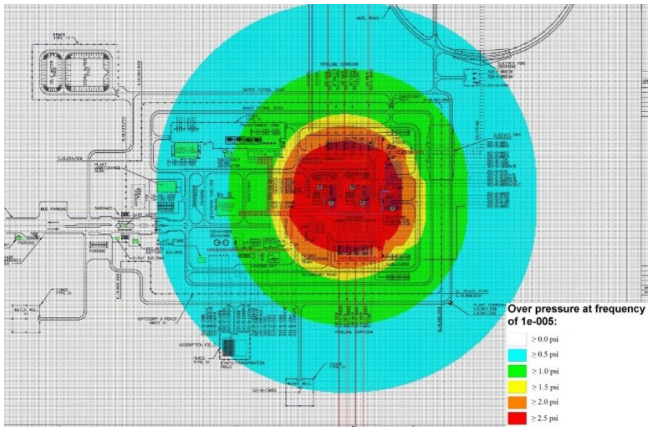


Figura 2. Mapas de curvas de presión aportados por un informe de riesgo tipo BRA.

La explosión es una liberación repentina de energía en la atmosfera, que genera una onda de presión que se simula mediante acción dinámica en función del tiempo. Esta onda de presión tiende a incrementarse gradualmente hasta alcanzar un valor pico, momento este seguido de un gradual descenso que es conocida como fase negativa. La fase negativa tiende a ser más débil que la fase positiva y por lo tanto tiende a ser despreciada en los cálculos.

Esta acción dinámica queda representada básicamente por los siguientes parámetros

- P_{so}, o valor de sobrepresión pico. El máximo valor de presión que afecta a la edificación aportado por la simulación numérica.
- t_d, o duración de la fase positivo.

En la figura 3 se representan gráficamente el comportamiento de las ondas de presión generadas por una explosión. En ocasiones, la acción dinámica queda definida por el concepto de impulso (I_0), que es el área encerrada bajo las funciones de presión tiempo representadas en la figura 3.

En aras de simplificar el diseño de las estructuras, las curvas de presión representadas en la figura 3 tienden a linealizarse, por lo que es más fácil la resolución del problema dinámico (figura 4). Esta definición de la acción también permite, a su vez, el empleo de soluciones tabuladas para sistemas de un grado de libertad.

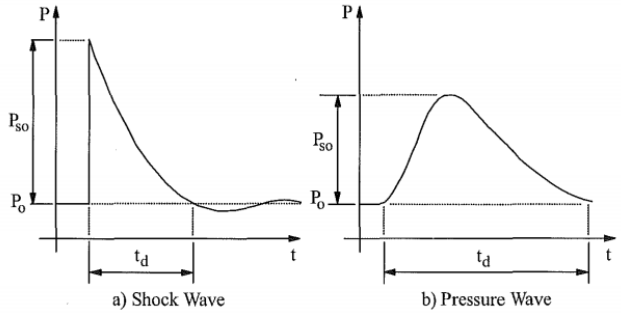


Figura 3. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

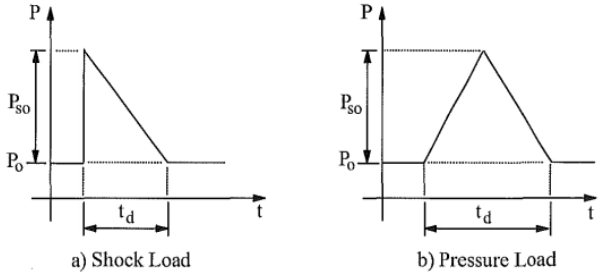


Figura 4. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

La llegada de la onda de presión provocada por la explosión, que pasa a rodear al edificio, provoca diferentes efectos en las fachadas frontales, laterales, trasera y cubierta. Se pueden entonces definir las siguientes historias temporales para cada una de las superficies del edificio:

- P_r, presión sobre pared frontal. También conocida como presión reflejada. Las paredes frontales a la fuente de explosión experimentan una amplificación en la onda de presión, que de forma práctica puede alcanzar como mínimo el doble del valor de la presión pico.

$$P_r = (2+0.073 \cdot P_{so}) \cdot P_{so} \; [kPa] \quad (1)$$

$$t_c = 3S/U < t_d \quad (2)$$

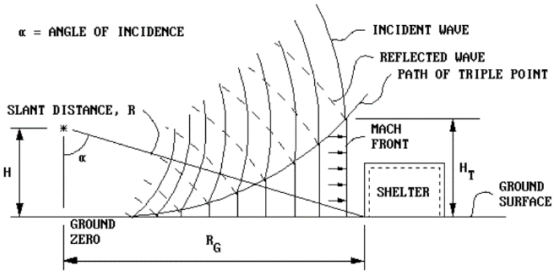


Figura 5. Representación del concepto de onda reflejada.

- P_s, presión sobre la pared lateral. La presión no es uniforme a lo largo del plano de la fachada. Esta presión varía en función del tiempo y la distancia, no siendo constante su valor ya que, en el momento que la onda de presión golpea el edificio, la fachada posterior todavía no ha experimentado el efecto de la explosión. Si el edificio es regular, las presiones experimentadas por las fachadas laterales quedan definidas por la siguiente ecuación:

$$P_s = C_e \cdot P_{so} + C_d \cdot q_o \quad (3)$$

- P_a, presión sobre la cubierta. La superficie de cubierta experimenta un comportamiento muy similar al explicado en las fachadas laterales, siempre y cuando la inclinación de la cubierta no supere los 10º. La onda explosiva tiende a aplastar el edificio, es decir, la presión sobre el plano de cubierta es de sentido descendente. Para la determinación de la presión actuante se puede emplear la ecuación [3b].

$$P_a = C_e \cdot P_{so} + C_d \cdot q_o \quad (3b)$$

- P_b, presión sobre la fachada trasera. El valor de presión solo es necesario para determinar la presión neta total aplicada sobre el edificio. Ya que la presión en la pared posterior es de sentido contrario, tiende a reducir, por tanto, la presión lateral global sobre el edificio. Las ecuaciones para la determinación de la presión de nuevo son similares a las empleadas en las fachadas laterales y cubierta. De forma conservadora en el diseño estructural del edificio, se prescinde de la aplicación de esta presión.

$$P_b = C_e \cdot P_{so} + C_d \cdot q_o \quad (3c)$$

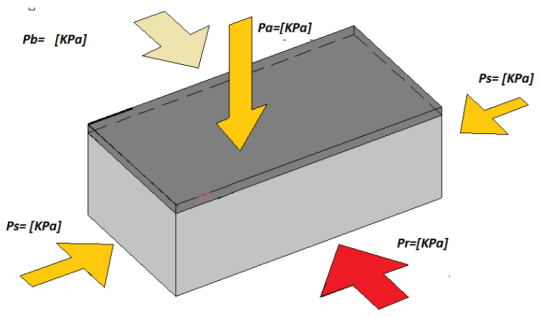


Figura 6. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

Se recomienda al lector consultar la referencia [1] para la correcta interpretación de las variables involucradas en la definición de la acción explosiva.

2.3. Informe geotécnico.

Independientemente de la resistencia del suelo y del sistema de cimentación coherente con las condiciones habituales de servicio de las estructuras, el informe geotécnico también tiene que recoger aquellas consideraciones relativas con la acción explosiva que, en muchas ocasiones, tanto por su intensidad y por la naturaleza accidental de la acción, tienden a dimensionar el edificio. La determinación de tensiones admisibles del terreno calculadas bajo la condición de asientos para el diseño de la cimentación no tiene sentido en estos casos.

Desde un punto del equilibrio global, la explosión tiende a hacer volcar y a hundir el edificio, lo que genera una importante transferencia de compresiones sobre el suelo que soporta la estructura. La explosión es una acción accidental donde no cabe plantearse la tensión del terreno en función aspectos ligados al servicio o a la apariencia del edificio, sino más bien exclusivamente en términos de resistencia frente a la carga de hundimiento del terreno. De acuerdo a las especificaciones técnicas de las compañías del sector, se indican los siguientes coeficientes de minoración parcial de resistencia (γ_R) del suelo en función del sistema de cimentación:

- γ_R=1.2, para cargas verticales en cimentaciones superficiales.
- γ_R=1.2, para cargas verticales en cimentaciones profundas.
- γ_R=1.5, para cargas laterales en pilotes con y sin consideración de la acción pasiva del terreno

Las condiciones de estabilidad frente al vuelco y al deslizamiento deben ser comprobadas de forma global con respecto a todo el edificio. Se recomienda [1-2] emplear los siguientes coeficientes parciales de estabilidad:

- γ_R=1.0, frente al deslizamiento.
- γ_R=1.2, frente al vuelco.

Bajo el planteamiento de la búsqueda del equilibrio, es factible el empleo del empuje pasivo para resistir el empuje lateral de la onda explosiva, en cuanto el terreno en torno al perímetro del edificio esté debidamente compactado. En este caso, el efecto pasivo del terreno deberá minorarse por un factor de valor γ_R=1.5.

El informe geotécnico también deberá aportar el coeficiente de rozamiento cimiento-terreno, de cara al cálculo de las fuerzas estabilizadoras frente al deslizamiento.

2.4. Definición arquitectónica del edificio industrial bajo la condición antiexplosión.

La definición de las necesidades funcionales en proyectos arquitectónicos industriales es una tarea compleja por la cantidad de datos que se requieren de forma simultánea por diferentes especialistas o disciplinas. Después de un intenso trabajo de coordinación, se pueden cerrar las dimensiones en planta y en altura del edificio industrial. De forma general, la configuración geométrica del edificio deberá respetar las siguientes condiciones:

- Siempre son preferibles edificios regulares con forma de paralelepípedo, ya que es sabido su mejor comportamiento frente a las acciones de naturaleza dinámica. La existencia de entrantes o irregularidades en planta o en altura pueden generar zonas de concentración de presiones, difíciles de definir y resolver.
- En pos de un mejor comportamiento estructural, se prefieren edificios desarrollados en una sola planta donde solo exista un forjado de cubierta.
- En caso de edificios ocupados, las puertas de acceso principal e incluso las puertas de emergencia deberán estar si-

tuadas en las fachadas opuestas a la fuente de la explosión.

- En el caso de las puertas de acceso a los edificios, estas deberán ser diseñadas de acuerdo con los mismos valores de resistencia y ductilidad que los elementos de fachada a los que irán fijados. Las puertas suelen ser fabricadas ex profeso para cada proyecto, por lo que el tiempo de suministro es una actividad crítica que pude afectar a la fecha de finalización del edificio. De forma habitual, el cliente requiere certificaciones y homologaciones que valide la resistencia de esta carpintería. Ver figura 7.
- De forma general, la bibliografía consultada desaconseja el empleo de ventanas en los diseños de edificios antiexplosión. Se pretende reducir en lo posible huecos en fachada y cubierta, considerados puntos débiles a efectos de esta acción accidental.
- Se evitará colocar equipos en las cubiertas de los edificios, habitualmente las unidades exteriores de aire acondicionado. Se pretende evitar, en el caso de ocurrir una explosión accidental, que los restos de estos componentes puedan convertirse en proyectiles que, desde una superficie elevada, puedan generar daños a personas o instalaciones próximas al edificio. En este sentido, el empleo de material granular de cubrición también está prohibido en este tipo de edificios.
- En el interior del edificio no se deben fijar a los paramentos verticales equipos esenciales. El impacto de la onda explosiva puede deformar la estructura y por lo tanto dañar estos equipos. Es habitual colocar estos equipos a una distancia desde la cara interior de las fachadas de al menos 150 mm. No obstante, es recomendable estimar la máxima deformación en fachadas bajo la acción explosiva y comprobar la validez del espacio de reserva antes citado.
- En el caso de instalaciones suspendidas, tales como bandejas de cables eléctricos o de instrumentación, es necesario tener en cuenta su masa en lo que respecta al cálculo dinámico de los elementos estructurales de la cubierta.



Figura 7. Ejemplos de puerta antiexplosión en una subestación eléctrica. La puerta se modeliza como una placa apoyada en sus cuatro lados sometida a la presión de la onda explosiva aplicada perpendicular a su plano.

- Se prestará especial atención a la forma en la que se produce la entrada y salida de los distintos servicios, siendo de forma preferente que esta se lleva a cabo de forma enterrada. En el caso de hacerse aérea, es fundamental el correcto diseño de los sellados y de los marcos resistentes que cubre los huecos de entrada. Existen soluciones comerciales muy efectivas conocidas como "*Multi Cable Transit*" o MCT de sus siglas en inglés. Los marcos resistentes deben ir convenientemente fijados a los jambas y dinteles de las fachadas, que deben resistir la acción explosiva resultante de la superficie del hueco expuesta. Ver figura número 8.



Figura 8. Sistema del tipo MCT para entrada aérea de cableado eléctrico en una subestación.

3. DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN EDIFICIOS ANTIEXPLOSIÓN

3.1. La necesidad de realizar diseños dúctiles. Diferencias con la acción sísmica.

La ingeniería estructural está obligada a desarrollar sistemas globales y locales en los que la ductilidad debe formar parte intrínseca del diseño y la construcción. Como sabemos, la ductilidad es la propiedad de una estructura de mantener su capacidad de resistencia en el rango inelástico del material, es decir, una vez que el material se ha plastificado y experimenta deformaciones remanentes.

La ductilidad estructural aporta una garantía adicional y un mejor comportamiento estructural cuando la estructura se encuentra sometida a una acción accidental, como es el caso de un evento explosivo. En este sentido el análisis plástico de las estructuras y, por lo tanto, la formación de rótulas plásticas se convierte en una herramienta de diseño fundamental.

De forma habitual, la acción sísmica es la acción accidental más estudiada y recogida en los diferentes códigos de diseño estructural. La acción explosiva es menos conocida, y su empleo queda restringido a sectores como el militar o el industrial, con menor difusión. Debido a este aspecto, y a falta de documentación específica, se obliga a los diseños estructurales antiexplosión a seguir los requisitos sísmicos en términos de ductilidad, recogidos en códigos de diseño como, por ejemplo,

la ACI-318 (6). La práctica demuestra que esta aproximación debería ser revisada o al menos tenida en cuenta en el diseño. La acción explosiva es claramente más impulsiva que un evento sísmico y, por lo tanto, cabría pensar en valores de ductilidad inferiores a los establecidos frente a un diseño sísmico.

Entendemos por acción impulsiva aquella cuya duración en el tiempo es inferior al menos en un 25% al periodo propio de la estructura a la que afecta (10). La duración de la acción es tan reducida en el tiempo que, a efectos de equilibrio dinámico, no se tiene en cuanta elevados factores de amortiguamiento de la estructura, ya que por norma general no tiende a ser movilizado.

3.2. *Comportamiento de los materiales frente a explosión.*

Es un fenómeno conocido, que los materiales estructurales incrementan su resistencia tras una rápida aplicación de fuerzas exteriores, a diferencia del comportamiento frente a las cargas del tipo estático. Este fenómeno está claramente asociado a la explosión y, por lo tanto, debe incluirse en los diseños. Este incremento de resistencia es apreciable en las curvas tensión-deformación del material

La aplicación rápida de acciones no tiene consecuencias significativas en lo que respecta a la rigidez del material, tal y como se muestra en la figura 9, perteneciente a la referencia [1]. En el caso del hormigón, como se puede apreciar, el módulo de elasticidad secante, que es el valor del material empleado en los análisis estructurales, no presenta variaciones de importancia.

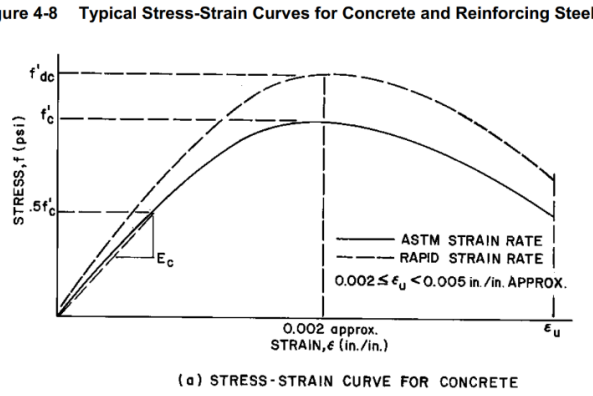


Figura 9. Curvas tensión-deformación para un hormigón con deformaciones obtenidas con diferentes tasas de aplicación de la carga. Referencia [1].

El fenómeno es aplicable en distinta medida a los materiales estructurales habituales, pero en este caso nos centraremos en el material hormigón armado [1].

Tanto el hormigón como la armadura pasiva experimentan el mencionado incremento de resistencia. El asunto es relevante no solo a la hora de determinar las capacidades últimas resistentes a flexión, ya que también la definición de ductilidad a nivel de sección será distinta en el caso dinámico. Como veremos en los próximos apartados, para el diseño de elementos a flexión se espera la formación de una rótula plástica en aquellas zonas con mayor esfuerzo a flexión. De ahí la importancia de garantizar una correcta ductilidad para poder disipar energía de deformación plástica, sin pérdida relevante de resistencia en las mencionadas zonas críticas.

Con respecto al cortante o al anclaje de las armaduras, la bibliografía no recomienda el incremento de resistencia ni del hormigón, ni de la armadura transversal. El comportamiento frágil del material hormigón armado frente a esfuerzos ligados a tensiones tangenciales, obliga a adoptar una postura más conservadora, incluso obligando a que el dimensionado frente a cortante sea superior al valor de diseño, de cara a evitar una rotura frágil del elemento estructural y favorecer un comportamiento plástico del hormigón bajo su trabajo en flexión.

Se define por lo tanto la resistencia dinámica de los materiales con el menor de los siguientes valores:

$$F_{yd} = F_y \cdot SIF \cdot DIF \quad (4)$$

$$F_{yd} = F_u \cdot DIF \quad (5)$$

donde:

- F_y, es el límite elástico del material.
- F_u, tensión de rotura del material
- *DIF*, factor de incremento dinámico.
- *SIF*, factor de incremento de resistencia solo aplicable al valor de límite elástico del material.

En las siguientes tablas se recogen los factores de incremento dinámico en estructuras de hormigón o fábrica armada.

TABLA 1.
Incremento de resistencia (DIF) según referencia [1].

Stress Type	DIF			
	Reinforcing Bars		Concrete	Masonry
	F_{dy}/F_y	F_{du}/F_u	f'_{dc}/f'_c	f'_{dm}/f'_m
Flexure	1.17	1.05	1.19	1.19
Compression	1.10	1.00	1.12	1.12
Diagonal Tension	1.00	1.00	1.00	1.00
Direct Shear	1.10	1.00	1.10	1.00
Bond	1.17	1.05	1.00	1.00

TABLA 2.
Incremento de resistencia (SIF) según referencia [1].

Structural Material	SIF
Structural Steel Yield Strength of 345 MPa (50 ksi) or less	1.1
Concrete Reinforcing Steel of 420 MPa (Grade 60)	1.1
Prestressed Reinforcement	1.0
Cold formed steel cladding panels: - Yield strength of 228 MPa (33 ksi) or less - Yield of strength 345 MPa (50 ksi) or more	 1.2 1.1
Concrete and masonry	1.0
Other materials	1.0

3.3. *Sistemas estructurales en edificios industriales. Soluciones "in situ" o prefabricadas*

En el caso de estructuras de hormigón nos encontramos con tres sistemas estructurales bien definidos:

- Estructuras totalmente ejecutadas "in situ".
- Estructuras híbridas que mezclan elementos estructurales tipo "in situ" con elementos prefabricados de fachada y cubierta.
- Estructuras totalmente prefabricadas.

La elección del sistema estructural es un compromiso entre el cliente y el diseñador. Aspectos tales como si el edificio está ocupado por personal o por equipos esenciales, los niveles de explosión o la planificación del proyecto, pueden favorecer la búsqueda de sistemas constructivos que favorezcan reducir los plazos en la fase de construcción.

Con elevados valores de explosión existe una clara tendencia a diseñar estructuras integrales "in situ". Existe una creencia generalizada que este sistema estructural es claramente más redundante y presenta una mayor capacidad de redistribución de esfuerzos, básicamente por el trabajo estructural bidireccional de los paños que forman losas de forjado de cubierta o fachadas.

Por el contrario, es bien sabido que una construcción integral "in situ" presenta unos rendimientos constructivos muy bajos. La gran cantidad de medios auxiliares como encofrados y cimbras, la elaboración de ferralla, o la construcción de huecos (numerosos en el ámbito industrial), puede ser un impedimento en la consecución de objetivos de planificación prioritarios. Ver figura 10.



Figura 10. Subestación eléctrica "in situ" durante la fase de ejecución. Se aprecian los medios auxiliares y los distintos niveles de hormigonado para la construcción de huecos.

Como una alternativa razonable siempre cabe adoptar sistemas estructurales híbridos (Figura 11). La estructura resistente del edificio puede ser resuelta mediante un conjunto de pórticos de vigas y pilares dispuestos en las dos direcciones principales del edificio. Por norma general, la arquitectura industrial tiende a ser muy funcional, lo que genera mallas de pilares regulares y ortogonales. En casos excepcionales se puede recurrir al empleo de muros de cortante o núcleos, para incrementar la resistencia frente a las acciones horizontales provocadas por la acción explosiva. Es habitual que el dimensionado de estos pórticos se realice bajo requerimientos de alta ductilidad, empleándose conceptos tales como columna fuerte/viga débil, armados simétricos en vigas o realizar solapes de armaduras en regiones menos solicitadas.

Los forjados de cubierta y las fachadas, entendidos como elementos estructurales secundarios, pueden ser resueltos mediante elementos prefabricados. Estos son elementos claramente superficiales que favorecen la rápida ejecución y que permiten cerrar el edificio frente al exterior para comenzar de forma inmediata la instalación y montaje de equipos y sistemas en su interior. Tanto los paneles de fachada como las losas de forjado deben resistir la acción explosiva. Los paneles de fachada pueden también ser de sección compuesta albergando una capa de aislamiento en su interior.

Si los parámetros de explosión son razonables (entre Pso= 2 y 3 psi, 0.3 y 0.43 KPa), solo se pretende defender equipos esenciales en la operación de la planta, y no edificios permanentemente ocupados, es factible realizar sistemas integrales prefabricados como el que se muestra en la figura 12. Los paneles de fachada pueden ser muros estructurales portantes sobre los que apoyan elementos prefabricados de cubierta, con el mismo ancho que el del panel. Los muros laterales de menor dimensión deben adoptar la función de muros de cortante para dar estabilidad al conjunto. Evidentemente, resulta necesario constituir un diafragma en el nivel de cubierta en forma de viga que sean capaz de canalizar las fuerzas laterales del sismo y las lleve a los muros de cortante. Es necesario prestar la mayor atención al desarrollo de las conexiones o los sistemas de juntas entre elementos prefabricados, ya que estos ayudarán al comportamiento conjunto como estructura global (7).

En cualquier caso, el sistema estructural del tipo prefabricado, tanto total o parcial, debe cumplir claramente con requisitos tales como robustez, resistencia, ductilidad y facilidad de montaje.



Figura 12. Subestación eléctrica totalmente prefabricada.



Figura 11. Edificio de control con solución híbrida.

En lo referente a la cimentación, los tres sistemas estructurales descritos tienden generar soluciones robustas de sustentación. Es necesario realizar comprobaciones de equilibrio global del conjunto de la estructura frente a deslizamiento y vuelco, por lo que el empleo de soluciones masivas de cimentación puede resultar conveniente, siendo esta ventaja más apreciable en los sistemas prefabricados integrales donde la losa de cimentación tiende a ser la solución más conveniente.

3.4. La no conveniencia del empleo de elementos estructurales pretensados.

Si bien el empleo de elementos prefabricados puede resultar conveniente de cara a mejora de tiempos en fase constructiva, no lo es tanto en lo que se refiere al empleo de elementos pretensados.

Queda demostrado experimentalmente que la acción dinámica puede generar en el elemento estructural fenómenos de rebote o inversión, por ejemplo, inversiones en las leyes de flectores. Como es sabido, la acción del pretensado está diseñada para contrarrestar las cargas gravitatorias. La acción dinámica de la explosión puede provocar que la armadura activa genere un efecto desfavorable en la pieza y, por lo tanto, inseguro. Este fenómeno claramente afecta a los elementos de cubierta trabajando a flexión y, sobre todo, a los elementos de mayor luz, más susceptibles al posible efecto de rebote por su flexibilidad (figura 13).

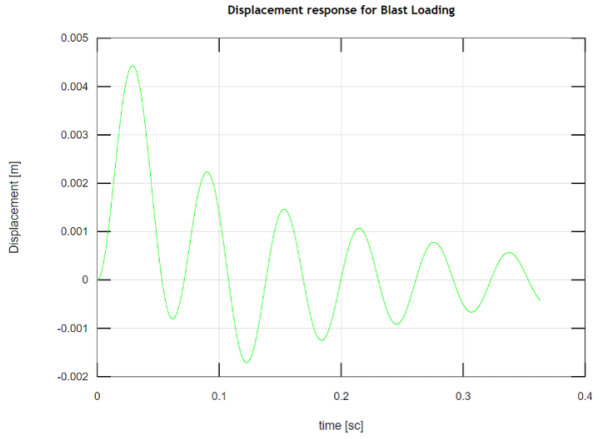


Figura 13. Gráfica que representa la respuesta en desplazamiento de un sistema de un grado de libertad. Como se puede apreciar la estructura experimenta deformaciones positivas y negativas debido a la acción dinámica de la explosión.

Aunque la solución pretensada puede emplearse a condición de dotar al elemento de una cantidad de armadura pasiva importante en su plano superior, la alternativa no suele ser una propuesta factible desde un punto vista práctico y constructivo.

Elementos habituales como las placas alveolares o vigas en sección "Pi" pretensadas, deben ser substituidas en fase diseño por soluciones del tipo prelosa armada o vigas "Pi" con armadura pasiva, lo que redunda en muchas ocasiones en aumentos de canto en la solución estructural.

3.5. Modelo estructural del edificio.

La modelización de una acción dinámica, como es la explosiva y la interacción de esta con un sistema estructural, es un problema complejo y altamente no-lineal. Existen muchas simulaciones resueltas mediante métodos numéricos que permiten, mediante software más específico, no solo modelizar la acción, sino también definir el comportamiento del material estructural en régimen plástico.

No obstante, desde un punto de vista más práctico y desde una perspectiva de realización de proyectos, pueden realizarse análisis estructurales suficientemente acertados, que permiten obtener soluciones conservadoras. La validez del diseño estructural final será más fiable, en tanto en cuanto se cumplan las reglas de regularidad en planta y en altura citadas en la sección 2.4.

A este respecto existen varias propuestas de análisis estructural que pasamos a describir brevemente aquí:

3.5.1. Análisis estáticos equivalentes.

Resulta útil la realización de análisis estáticos equivalentes. Análisis lineales y elásticos en los que la estructura puede ser dimensionada para el mayor valor de presión, normalmente asociado a tiempo t=0 s. Bajo este planteamiento, aspectos tales como las fuerzas inerciales o el amortiguamiento no son tenidos en cuenta a la hora de establecer el equilibrio de la estructura frente a las acciones exteriores, lo que "a priori" parece ser una postura conservadora.

Evidentemente, al tratarse de un problema en origen dinámico, resulta obligatorio, en todo caso, comprobar que la estructuras o sus partes no experimenten una amplificación significativa de su respuesta (3), ya que de lo contrario el cálculo estático no sería válido.

Esta comprobación obligatoria se puede realizar de forma particularizada para cada elemento de la estructura, habitualmente fachadas y elementos de cubierta. Estos elementos pueden idealizarse como sistemas de un grado de libertad y, por lo tanto, realizar un cálculo dinámico mediante métodos numéricos, para obtener su respuesta en desplazamientos, velocidad y aceleraciones. Ver figura 14.

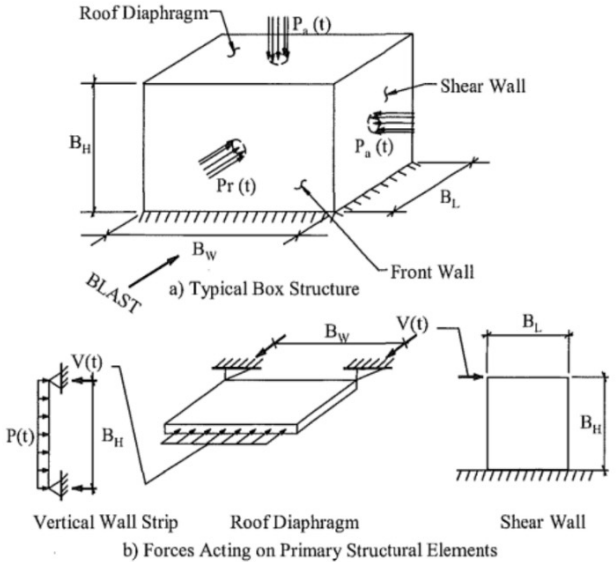


Figura 14. Representación sobre la metodología de cálculo por medio de varios sistemas de un grado de libertad, [1].

3.5.2. Análisis dinámicos basados en componentes independientes de un grado de libertad GDL (SDOF).

Como ya se ha indicado en apartados anteriores, siempre resulta recomendable frente a la acción explosiva (al igual que

en la acción sísmica) la definición de edificios con geometrías regulares tanto en planta como en altura. Si este es el caso, la estructura puede ser calculada de forma dinámica mediante sistemas de un grado de libertad. Siempre es recomendable que el periodo fundamental de los elementos estructurales (muros, vigas o losas) que componen la estructura no difiera en más de dos veces entre ellos.

3.5.3. *Análisis dinámicos basados en componentes de múltiples grados de libertad (MDOF).*

Evidentemente, la capacidad de software comercial a nuestro alcance permite, sin duda, realizar análisis estructurales más complejos mediante la teoría de los elementos finitos. Estos softwares permiten, no sólo realizar un cálculo dinámico, sino que, además, permiten definir ecuaciones constitutivas complejas de los materiales. Estos modelos analíticos también permiten evaluar el comportamiento de la estructura en el régimen plástico, lo que sin duda resulta una ventaja para poder predecir el daño de la estructura frente a la acción explosiva (ver figura 14).

No obstante, en opinión del autor, la complejidad del modelo estructural debe ser directamente proporcional al número de comprobaciones o cálculos sencillos a realizar de cara a detectar y confirmar que los resultados aportados por el software son coherentes. En este sentido, es imprescindible manejar y conocer las dos metodologías de cálculo antes descritas.

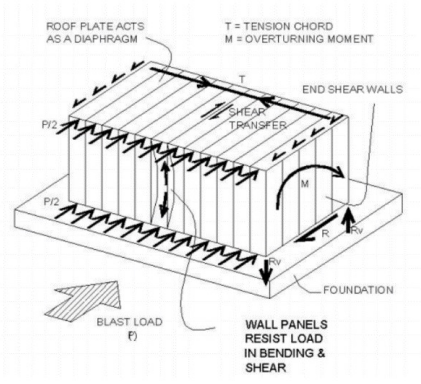


Figura 15. Camino de cargas para un sistema totalmente prefabricado.

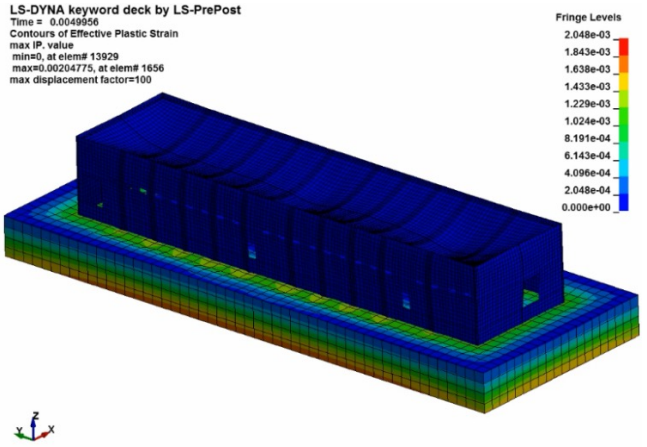


Figura 16. Edificio analizado mediante software FEM. Gentileza de LS-DYNA.

En cualquier caso, e independientemente de la metodología de cálculo a emplear, aspectos tales como el efecto diafragma en forjados, la transferencia de fuerzas en las juntas de los elementos prefabricados o el comportamiento de los muros de corte, deben ser resueltos. Ver figuras 15, 17 y 18.

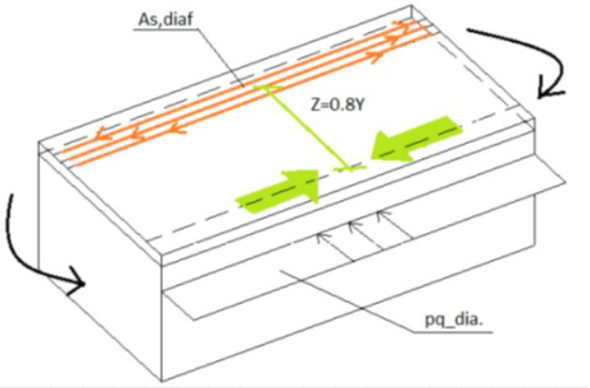


Figura 17. Modelo simplificado para representación de efecto diafragma en forjado de cubierta.

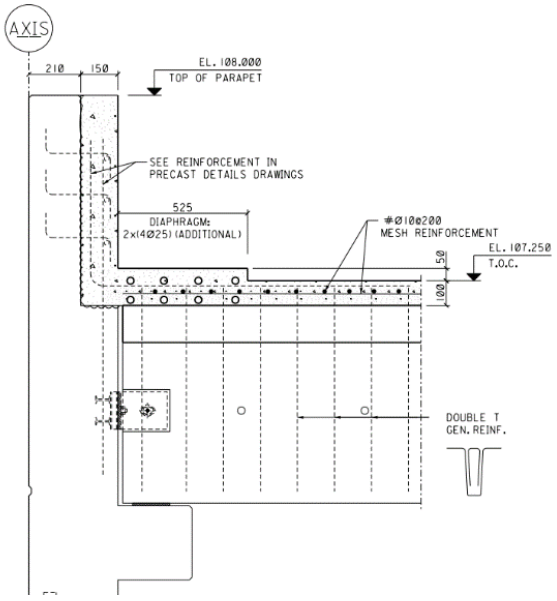


Figura 18. Mediante un paquete de armaduras se consigue generar un tirante con el que se resuelve el diafragma a nivel del forjado de cubierta. Sección transversal en subestación eléctrica prefabricada íntegramente.

4. RESOLUCIÓN DE EJEMPLO PRÁCTICO. COMPROBACIÓN DE PANEL PREFABRICADO DE FACHADA FRENTE A UNA ACCIÓN DE EXPLOSIÓN.

En este apartado se desarrollará un ejemplo práctico basado en una de las metodologías de cálculo recogidas en la referencia [1].

En la figura 19 se muestra un panel de fachada prefabricado perteneciente a un edificio de control, cuyo sistema estructural ha sido resuelto mediante una malla regular de pórticos ortogonales.

Las dimensiones en planta del edificio son de 40x40 m², y la altura del panel es de 6 metros. El panel descansa en cimentación y está anclado a la estructura en su apoyo superior.

El espesor estructural del panel es de 250 mm, la resistencia del hormigón es C30 (E_{cm}=25743 mPa s/ACI-318) y dispone de un armado longitudinal de ø20 cada 150 mm en cada cara. La armadura transversal dispuesta es ø12 cada 150 mm, sin función estructural frente a cortante. El acero de la armadura pasiva será del tipo B-500.

De acuerdo a la información facilitada por un hipotético informe "BRA", el edificio deberá ser diseñado para resistir una acción explosiva caracterizada por los siguientes parámetros:

- Presión pico Pso = 14 kPa (2 psi)
- Impulso I_0 = 1378 ms-kPa (200 ms-psi)

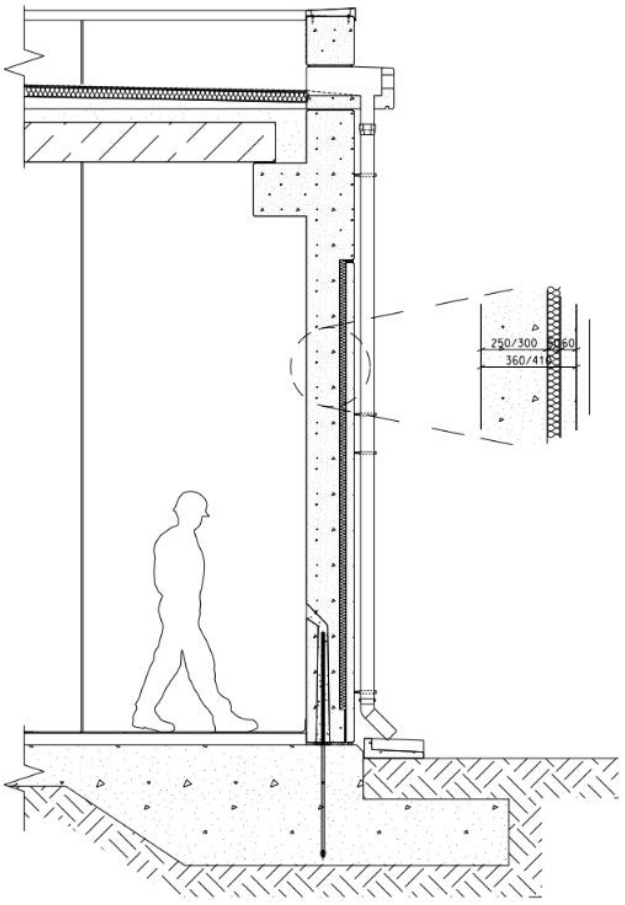


Figura 19. Sección constructiva por panel prefabricado de fachada.

Se pide verificar si el panel es capaz de resistir la acción explosiva de acuerdo con el criterio de no superar la máxima rotación plástica permitida. Se asume que el panel se comportará como un sistema de un grado de libertad a efectos dinámicos, supuesto este biarticulado en sus extremos.

4.1. Definición de la presión dinámica sobre el panel de fachada prefabricado.

De forma conservadora se asumirá que el panel se encuentra en la fachada frontal donde incide la onda explosiva. Acción dinámica se determinará mediante las siguientes ecuaciones.

Velocidad de frente de Onda.

$$U = 1130 \cdot (1 + 0.058 \cdot P_{s0})^{0.5}$$
$$U = 1130 \cdot (1 + 0.058 \cdot 2.00)^{0.5} = 1193.74 \text{ ft/s} \quad (6)$$
$$U = 363 \text{ m/s}$$

Longitud de onda de presión.

$$t_d = 2 \cdot Io/Pso = 0.2 \text{ s} \quad (7)$$

$$L_w = U \cdot td = 238.75 \text{ft} \quad (8)$$
$$L_w = 72.79 \text{ m}$$

Presión dinámica del viento provocado por la explosión.

$$q_o = 0.022 \cdot (P_{so})^2$$
$$q_o = 0.022 \cdot (2)^2 = 0.088 \text{ psi} \quad (9)$$
$$q_o = 0.61 \ kPa$$

Presión de onda reflejada.

$$P_r = [2 + 0.05 \cdot (P_{so})] \cdot P_{so}$$
$$P_r = [2 + 0.05 \cdot (2)] \cdot 2 = 4.20 \ psi \quad (10)$$
$$P_r = 28.95 \text{ kPa}$$
$$F_r = P_r \cdot 6\text{m} = 173.7\text{kN}$$

Distancia libre.
Parámetro que tiene en cuenta las dimensiones del edificio, siendo B_h la altura del edificio y Bw la dimensión menor en planta.

$$s = \min (Bh \quad \text{o} \ Bw/2) \quad (11)$$
$$s = 6.00 \text{ m}$$

Tiempo de la sobrepresión en la distancia libre.

$$t_c = 3 \cdot (S/U) < td \quad (12)$$
$$\text{tc} = 3 \cdot (S/U) = 0.05 \ s < td = 0.2 \ s$$

Presión de estancamiento.
Asumiendo por el lado de la seguridad un coeficiente de ráfaga de valor C_d = 1.00.

$$P_s = P_{so} + Cd \cdot (q_o)$$
$$P_s = 2 + 1 \cdot (0.088) = 2.088 \ psi \quad (13)$$
$$P_s = 14.39 \text{ kPa}$$

Impulso en la pared frontal.

$$I_w = 0.5 \cdot (P_r - P_s) \cdot \text{tc} + 0.5 \cdot P_s \cdot \text{td}$$
$$I_w = 0.5 \cdot (4.20 - 2.088) \cdot 0.05 + 0.5 \cdot 2.088 \cdot 0.2 \quad (14)$$
$$I_w = 0.26 \ spsi = 1.79 \text{ kPa } s$$

Duración efectiva.

$$t_e = 2 \cdot I_w/P_r$$
$$t_e = 0.123 \text{ s}$$

Por lo tanto, en la figura 20 se muestra la historia temporal de presión aplicada sobre el panel prefabricado de fachada.

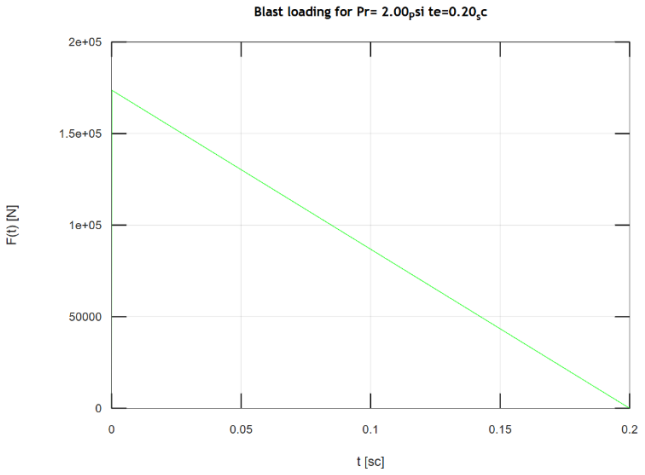


Figura 20. Representación gráfica de la fuerza dinámica que simula la explosión, que es función del tiempo y la fuerza.

4.1. Definición de las propiedades mecánicas y dinámicas del panel prefabricado de hormigón.

Masa del panel.

$$M = 2500\ kg/m^3 \cdot 0.25m \cdot 6m = 3750\ kg/m \qquad (14)$$

Propiedades dinámicas del acero y del hormigón.

$f_{Dc} = f_{ck} \cdot DIF \cdot SIF$ Hormigón
$f_{Dc} = 30 \cdot 1.19 \cdot 1.00$ (15)
$f_{Dc} = 35.7\ MPa$

$f_{Ds} = f_{yk} \cdot DIF \cdot SIF$ Acero
$f_{Ds} = 500 \cdot 1.17 \cdot 1.1$ (16)
$f_{Ds} = 643\ MPa \leq 550\ MPa$
$f_{Ds} = 550\ MPa$

Capacidad resistente de la sección a flexión y cortante por metro de ancho.

$M_{rd} = 196.88$ mkN

$V_{rd} = V_{cu} = 404$ kN

Resistencia última de flexión que define el sistema de un grado de libertad (expresada como carga uniforme por metro de ancho).

$R_f = 8 \cdot Mrd/L$
$R_f = 262.50\ kN$ (17)
$r_f = R_f/L = 43.75 kN/m$
$V_f = 0.5 \cdot R_f = 131\ kN$

Resistencia a cortante de la sección a una distancia "d" medida desde el apoyo.

$$Rs = Vrd \cdot L/(0.5L - d) = 865\ kN \qquad (18)$$

Una vez determinadas las capacidades resistentes de la sección frente a los esfuerzos de flexión y cortante, se puede establecer el modo de rotura previsible del panel (flexión o cortante):

$V_f \ll R_s \rightarrow 131\ kN < 865\ kN$ Rompe antes a flexión.

Por lo tanto, la carga última del sistema es:

$R_u = 262.50\ kN$ Carga de colapso.

Rigidez a flexión del panel prefabricado.
La rigidez a flexión se determinará mediante el promedio del momento de inercia bruto de la sección y el correspondiente al estado fisurado.

$Ig = b \cdot h^3/12$ Inercia Bruta (19)
$Ig = 1.3021 \cdot 10^{-3}\ m^4$

$If = b \cdot y^3/3 + n \cdot As \cdot (d - y)$ Inercia fisurada (20)
$If = 3.455 \cdot 10^{-4}\ m^4$

$I_{avg} = 1/2 \cdot (Ib + If)$ Inercia promedio (21)
$I_{avg} = 8.23 \cdot 10^{-4}\ m^4$

$K = 384 \cdot Ec \cdot I_{avg}/(5 \cdot L^3)$ (22)
$K = 7.54 \cdot 10^6\ N/m$ Rigidez a flexión

Conocidos la rigidez y la carga máxima posible se puede conocer la deformación elástica del sistema de un grado de libertad.

$Y_e = R_u/K$ (23)
$Y_e = 262500\ N/7.54 \cdot 10^6 = 34.81$ mm

De acuerdo a la referencia [1], es necesario realizar una serie de modificaciones en la masa (factores de transformación) para poder transformar el elemento lineal viga en un sistema de un grado de libertad.

$$M_e = K_M \cdot M \qquad (24)$$

Se muestran a continuación los parámetros propuestos por la normativa ASCE. Se asumirá un comportamiento intermedio del panel entre el rango elástico y plástico.

TABLA 3.
Factores de transformación para elementos estructurales unidireccionales.

TABLE 6.1: Transformation Factors for One Way Members, Simply Supported Boundary Conditions (from TM 5-856)

Loading Diagram	Strain Range	Load Factor K_L	Lumped Mass Factor, K_M[1]	Uniform Mass Factor, K_M	Bending Resistance, R_b	Spring Constant, K	Dynamic Reaction, V
F = P * L / L	Elastic	0.64	---	0.50	$8M_{pc}/L$	384 EI/5L³	0.39R + 0.11F
	Plastic	0.50	---	0.33	$8M_{pc}/L$	0	$0.38R_u + 0.12F$

$M_e = K_M \cdot M = (0.33/0.55 + 0.50/0.64)/2 \cdot 3750$ (25)
$M_e = K_M \cdot M = 0.72 \cdot 3750 = 2700$kg

Procederemos a calcular el periodo del panel prefabricado:

$$T_n = 2\pi \cdot \sqrt{(M_e/K)} \qquad (26)$$
$T_n = 0.119\ s$

Una vez definidos los parámetros dinámicos de la estructura modelizada como un sistema de un grado de libertad, procederemos a evaluar su respuesta tras la aplicación de la fuerza definida en la figura 20. La ecuación diferencial del equilibrio

dinámica planteada para la resolución de este sistema de un grado de libertad, será abordado mediante una rutina programada en Matlab basada en el método de integración numérica de Newark-Beta con $\Delta t = 1.33 \cdot 10^{-4}$ s.

La respuesta del sistema en desplazamientos, velocidades y aceleraciones se muestra en las siguientes figuras. Se ha supuesto un factor de amortiguamiento respecto al valor crítico del 5%.

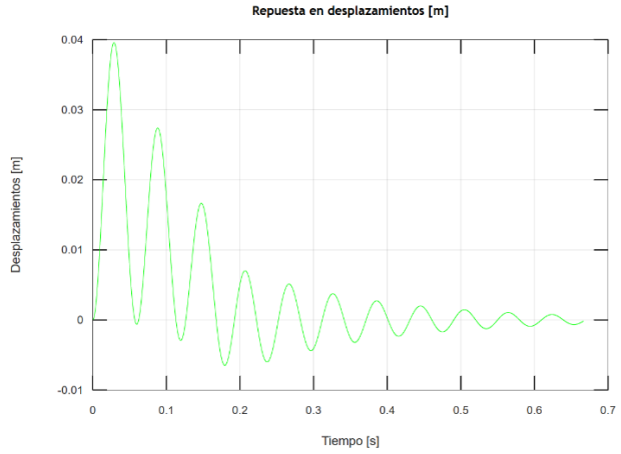


Figura 21. Respuesta en desplazamientos del sistema SDOF.

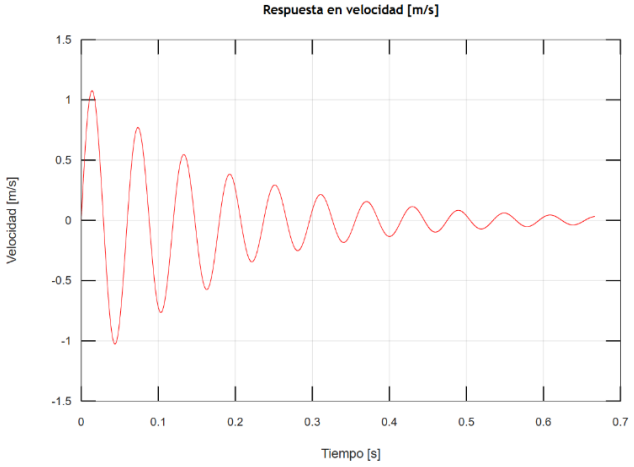


Figura 22. Respuesta en Velocidad del sistema SDOF.

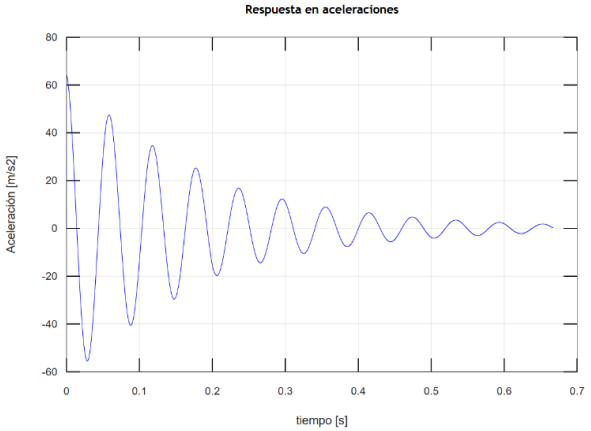


Figura 23. Respuesta en Aceleraciones del sistema SDOF.

De acuerdo con la respuesta descrita en la figura número 21, el mayor desplazamiento del SDOF llamado desplazamiento pico alcanza los siguientes valores:

Para $t = 0.0289$ s $\qquad Y_m = 39.58\ mm$

Una vez obtenido el mayor desplazamiento es posible determinar la rotación en el apoyo, mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_d = arctg\ (2 \cdot Y_m/L) \qquad (27)$$

$\theta_d = 0.75°$

De acuerdo con la Tabla 5.B.3 de la referencia [1], aquellos muros que no dispongan de una armadura especial por confinamiento en las zonas de máximo momento flector, la rotación de la rótula plástica calculada será inferior a 1°.

La rotación estimada en nuestro cálculo no supera el valor límite establecido en la referencia [1], por lo que el muro prefabricado estudiado en este ejemplo práctico es válido para resistir la acción explosiva anteriormente definida.

5. CONCLUSIONES

Dentro del sector industrial los requisitos y necesidades a tener en cuenta, tanto en el diseño arquitectónico como a nivel de su estructura, suelen ser más exigentes que en otros sectores. Entre estos requisitos encontramos la necesidad de resistir la acción provocada por una posible explosión debida a los procesos químicos llevados a cabo en las plantas industriales

En este artículo técnico se ha hecho un breve recorrido de los aspectos mas relevantes a tener en cuenta en diseño de edificios con requerimientos antiexplosión.

En el caso del diseño estructural frente a acciones explosivas existe una fuerte tradición en el empleo de normativa norteamericana. Ésta ha sido mínimamente descrita, de cara a realizar una estimación de la presión a la que pueden ser sometidas las fachadas y cubiertas de un edificio de dimensiones regulares y con forma de paralelepípedo.

En el caso de proyectos con exigentes fechas de finalización en los plazos de construcción, cabe la posibilidad de reducir tiempos de ejecución de los edificios empleándose sistemas prefabricados de hormigón. Este sistema estructural y constructivo es una alternativa claramente viable a los sistemas tradicionales en hormigón armado.

A modo de ejemplo práctico en el artículo se ha comprobado la validez de un panel de cerramiento prefabricado mediante un análisis dinámico y una resolución empleando un método numérico. El cerramiento ha sido idealizado mediante un sistema de un grado de libertad.

Referencias

[1] Design of blast-resistant buildings in petrochemical facilities. Second edition. Task committee on Blast-Resistant Design of the Petrochemical Committee of the energy Division of the American Society of Civil Engineers, ASCE. ISBN 978-0-7844-1088-2.

[2] UFC 3-340-02, Structures to Resist the effects of Accidental Explosions. US Department of the Army. December 2008.