

Proyecto financiado por el Programa de Investigación del Research Fund for Coal and Steel (Fondo de Investigación del Carbón y el Acero) RFS2-CR-2007-00032



Seguridad ante Incendios en edificios industriales

Documento de referencia







Índice

Documento de referencia	1
1. Introducción	4
2. Estudio de incendios reales en pabellones industriales	4
2.1. Charleroi (Bélgica).	4
2.2. Pabellón Industrial (España)	5
2.3. Almacén de Los Santos (España)	6
2.4. Edificio Industrial (Francia 2007)	7
2.5. Edificio industrial de acero en Francia	8
3. Normativa de seguridad ante incendios para pabellones industriales	10
3.1. Bélgica	10
3.2. Francia	11
3.2.1. Almacenes implicados (almacenamiento de materiales, productos o	sustancias
combustibles en cantidades superiores a 500 toneladas)	12
3.2.2. Almacenamiento de polímeros, neumáticos y productos, de los cuales, un mínir	no
del 50 % de la unidad de masa total, está compuesto de polímeros [plásticos, caucho,	
resinas sintéticas v adhesivos].	13
3.3. Luxemburgo	13
3.4. España	13
4. Simulaciones numéricas	15
4.1. Verificación de Software	15
4.1.1. Definición de punto de referencia	16
4.1.2 Resultados en 3 dimensiones de un pórtico	16
4 1 3 Resultados del análisis tridimensional completo – para más de un pórtico	19
4.2 Investigación numérica de las estructuras de pórticos reticulares y de portal de	17
una o de varias naves	19
4.2.1 Característica de las estructuras	19
4.2.2. Asunciones de modelos numéricos para el análisis de los pórticos de portal	20
4.2.2. Asunciones de modelos numéricos para el análisis de los pórticos reticulares	20
4.2.4 Condiciones de carga	22 23
4.2.5 Condiciones de calentamiento	24
4 2 6 Tipología de ensavos paramétricos	26
4.3 Resultados de estudios paramétricos	26
4.3.1 Comportamiento ante incendio de la estructura pórtico de portal y de retícula	20 27
4.3.2 Observaciones mediante estudio paramétrico	28
5 Solución estandarizada para pabellones industriales	31
5.1 Normas simplificadas en la fase de dilatación y de desplome	31
5.1.1 Método de catenaria y fuerza de tensión	32
5.1.1. Metodo de catenaria y fuerza de tension	52
Jaminados en caliente en H o I	35
5.1.3 Pórticos de acero con vigas reticulares y columnas de perfiles estándar	35
5.1.5. For the os the action contrigate reflectioners y continuinas de permes estandar	
laminados an calianta an H o L	41
laminados en caliente en H o I	41
 1 aminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras activalarse con esturnos en perfiles estándos laminados en estimuto 	41 46
 Iaminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente da tina U o I 	41 46
 1 aminados en caliente en H o 1 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o L. 5.3. Pacomendación de arriestramiento 	41 46 47
 Iaminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o L. 5.3. Recomendación de arriostramiento 	41 46 47 58
 Iaminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o L. 5.3. Recomendación de arriostramiento 5.3.1. Muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero 5.3.2. Muro cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero 	41 46 47 58 . 59
 Iaminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o L. 5.3. Recomendación de arriostramiento 5.3.1. Muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero 5.3.2. Muro cortafuegos paralelo a los pórticos de acero 	41 46 47 58 . 59 5
 Iaminados en caliente en H o I 5.2. Modelo simple de la fase de expansión 5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o L. 5.3. Recomendación de arriostramiento 5.3.1. Muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero 5.3.2. Muro cortafuegos paralelo a los pórticos de acero 5.4. Estudio casuístico de estructuras reticulares 	41 46 47 58 . 59 5 60

5.4.2. Selección de escenarios de incendio
5.4.3. Resumen de resultados
6. Elementos de fachada, elementos divisores y muros de resistencia contra incendios 62
6.1. Descripción de fachadas y sistema de muros seleccionados
6.1.1. Paneles isocompuestos
6.1.2. Paneles a prueba de incendios
6.1.3. Muros con secciones conformadas en frío
6.1.4. Muros cortafuegos con perfiles laminados en caliente y hormigón de poco peso 65
6.2. Desplazamiento de fachadas y muros cortafuegos
6.3. Recomendaciones de diseño
6.3.1. Unión de la fachada y de los elementos divisorios a la estructura de acero
6.3.2. Recomendaciones de diseño para estructuras de acero próximas a los elementos
de separación
6.3.3. Recomendaciones de diseño para sistemas de cubierta por encima de los elementos
de separación
6.3.4. Recomendaciones de diseño para muros cortafuegos perpendiculares a los
Pórticos de acero
6.3.5. Recomendaciones de diseño para muros cortafuegos paralelos a los pórticos de acero
7. Conclusiones
8. Ejemplos de Trabajo
8.1. Ejemplo 1
8.2. Ejemplo 2
8.3. Ejemplo 3
9. Bibliografía



1. Introducción

Desde hace muchos años la resistencia ante incendios es uno de los principales obstáculos para el desarrollo de la construcción de acero en edificios de múltiples alturas. Los nuevos métodos de ingeniería extraídos de varios proyectos recientes de investigación, han demostrado que es posible conseguir una estructura de acero a prueba de incendios sin protección pasiva ante incendios alguna.

Entre los años 1983 y 1990 se han realizado muchos trabajos de investigación para optimizar el comportamiento de estructuras de acero compuestas sujetas a cargas térmicas similares a las de las pruebas de laboratorio, es decir, la curva de incendio estándar, también denominada curva ISO. Gracias a estos trabajos de investigación, los elementos estructurales de acero pueden evaluarse con una gama completa de herramientas que va desde los datos tabulados hasta las sofisticadas herramientas basadas en el Método de elementos finitos, mientras que el fuego en sí ha sido definido por una sola curva en función del tiempo.

Más recientemente, los trabajos de investigación se centran principalmente en el estudio del comportamiento estructural del acero sometido al desarrollo del fuego natural, ya que, en este caso, el campo de temperatura no es homogéneo en el interior del compartimiento y depende en gran medida de diferentes parámetros, como las cargas de incendio, los límites de los compartimentos y sus condiciones de ventilación. Además, el análisis estructural es cada vez más considerado dentro de un comportamiento global en lugar de como rendimiento de un solo elemento. Con este tipo de enfoque, el análisis permite una mejor comprensión de lo que realmente va a ocurrir durante un incendio mientras que se vean afectadas las estructuras de acero de edificios, ya que esto hace que el comportamiento del fuego esté más próximo de la realidad. Én consecuencia, todos los trabajos anteriores han conseguido que la ingeniería de seguridad ante incendios de estructuras de acero haya avanzado a una nueva era en la cual, las diferentes herramientas avanzadas de cálculo se combinen conjuntamente para predecir el comportamiento real de las estructuras de acero en el fuego. La aplicación de estas herramientas avanzadas se está haciendo cada vez más habitual y ya ha desembocado en una evolución significativa de la normativa ante incendios hacia una mayor consideración del riesgo real que los ocupantes y el cuerpo de bomberos pueden encontrarse durante un incendio.

En base a todos los avances técnicos anteriores, se ha llevado a cabo un proyecto de investigación específico [1] en los pabellones industriales gracias a los fondos RFCS. Este proyecto ha investigado profundamente la resistencia oculta de estructuras de acero gracias a su comportamiento en 3D, y las posibles consecuencias de un fallo local en situación de incendio. Dentro del alcance de este proyecto, también se demuestra claramente, con la ayuda de cálculos avanzados, utilizando modelos numéricos validados de que la estructura de acero, si se diseña correctamente, cumple los requisitos de seguridad en caso de incendio, los que se indicarán en términos de "colapso no-progresivo" y "tipo de fallo no-peligroso". En base a una serie de estudios paramétricos, se proponen varias pautas sencillas de diseño y algunos detalles clave de construcción (consulte [2]) para así ayudar a todos los ingenieros a diseñar estructuras de acero seguras para edificios industriales de una sola planta.

Considerando el importante progreso conseguido en el proyecto anterior, se ha puesto en acción un nuevo proyecto RFCS con el objetivo de reunir todas las normas s i m p l e s de diseño y los detalles de construcción de edificios industriales de una sola planta dentro de un manual de diseño desarrollar un software que sea de fácil manejo en aras de una aplicación más eficiente de las normas sencillas de diseño indicadas en el manual de diseño

comunicar a través de seminarios técnicos todo lo relacionado con las herramientas de diseño a los ingenieros de varios países europeos para que desarrollen sus diseños ante incendios en edificios industriales de una sola planta.

No obstante, la aplicación de estas normas de diseño a menudo exige la aprobación de las autoridades correspondientes, quienes, por su parte, desean comprender la base científica de los métodos de diseño propuestos para poder tener confianza plena en ellos. Además, gran número de expertos e ingenieros están interesados en conocer las referencias de estos métodos de diseño para poder realizar una aplicación extensiva de ellos. Por lo tanto, este documento tiene como objetivo:

• ofrecer un estudio de casos de incendio reales

• ofrecer un resumen de los requisitos nacionales europeos de normativa ante incendios explicar en detalle la base mecánica de normas simples de diseño

• mostrar la validez de normas simples de diseño con respecto a cálculos avanzados

2. Estudio de incendios reales en pabellones industriales

2.1. Charleroi (Bélgica)

Este edificio era un pabellón de almacén de 6000 m2 situado en Charleroi (Bélgica). Una parte de este pabellón estaba compuesta de una estructura de hormigón pretensado y otra parte estaba compuesta por una estructura de acero.

La carga de fuego o potencial incendiario de este pabellón industrial era grande (se trataba d una fábrica de reciclaje de ropa). Una granparte de este pabellón estaba dedicada al almacenamiento de fardos textiles.



Gráfico 2-1 Estructura de acero pretensado caída hacia el EXTERIOR (encima) y estructura de acero caída hacia el INTERIOR (derecha)





La particularidad de esta estructura son los diferentes materiales empleados en su composición (hormigón pretensado y acero) y la diferencia de comportamiento de dichas partes de la estructura durante el incendio.

Como puede ver en las siguientes figuras, la estructura de acero pretensado cae hacia el EXTERIOR del sector de incendio, mientras que la estructura de acero cae hacia el INTERIOR.

2.2. Pabellón industrial (España)

El pabellón industrial se ha utilizado para el almacenaje de Lucerna. Este almacén no llegó colapsar totalmente.





Gráfico 2-2 Tras el incendio, desplome parcial

Se ha simulado numéricamente el desplome parcial que se muestra en el Gráfico 2-3. A continuación se presentan los resultados. Se observa en ambas imágenes un comportamiento similar de la cubierta y de la estructura lateral, lo que nos indica la aplicación correcta del software para la predicción de este tipo de comportamiento.

Cabe destacar que se ha producido un desplome lateral hacia el interior, sin afectar al exterior.



Gráfico 2-3 Desplome parcial y simulacro



2.3. 2.3. Almacén de Los Santos (España)

Este incendio tuvo lugar el 18 de mayo de 2001 en un almacén de la empresa FAGOR que pertenece a MCC, situado en Vitoria, en la zona norte de España.

El almacén tenía dos zonas de almacenamiento, una zona de oficina, unos vestuarios, una aduana y la sala para los armarios de conexión de las alarmas. En la fachada este tenía cuatro salidas, y en la fachada oeste tenía una salida y tres compuertas para cargar yy descargar los descargar los camiones.



Gráfico 2-4 Programa de incendios, creado por el cuerpo de bomberos



Gráfico 2-5 Fotografía del incendio

En lo que se refiere a daños, el pabellón A se desplomó completamente, mientras que las vigas del pabellón B no llegaron a la fase de desplome. Todas las instalaciones resultaron totalmente destruidas en los dos pabellones, destruyéndose los productos almacenados.

2.4. Edificio industrial (Francia 2007)

El edificio de almacén está formado por varias compartimentos destinadas a diferentes actividades de almacén. El compartimento destruido por el incendio estaba construido por una estructura con bastidor de acero con actividades de almacenamiento de líquidos. Se encuentra separada de los compartimentos circundantes por muros cortafuegos equipados con una compuerta ante incendios deslizante. El incendio tuvo, probablemente un origen eléctrico. Como puede verse en las siguientes fotos, la estructura de acero se ha desplomado hacia el interior del compartimento durante el incendio sin ocasionar daño alguno a la estructura contigua Salvo por una serie de pequeños daños no-estructurales, el muro cortafuegos quedó intacto, y no se produció transferencia de calor alguna a los compartimentos circundantes.



Compartimento destruída por el fuego Gráfico 2-6 Distribución del edificio

Además, se han desplomado todas las fachadas de la celda incendiada junto con la estructura de acero hacia el interior de los edificios, lo que constituye un modo de fallo seguro para el cuerpo de Bomberos que acuda a extinguir el incendio.



c) Muro cortafuegos sin haber sufrido daño alguno por el incendio d) Componentes estructurales tras el incendio



2.5. Edificio industrial de acero en Francia

El edificio de almacén consta de cuatro partes, como se muestra en el Gráfico 2-8. El edificio está formado por pórtico de acero y vigas reticulares sin protección.

Los elementos de fachada son paneles con un revestimiento doble de acero, que contienen material aislante contra incendios. Los muros divisores entre los dos compartimentos de almacenamiento, y de suministro igualmente, están fabricados con bloques de mampostería. La estructura de acero junto a los muros de división se encuentra integrada en los muros, y las aperturas no están cerradas con puertas. La separación entre el compartimento pequeño de almacenamiento y el edificio de oficina se asegura por medio de un muro divisorio de bloque de albañilería, con una puerta sin resistencia ante incendios.

Los bomberos llegaron sólo 10 minutos después de que se descubriera el incendio. Observaron que había grandes cantidades de humo, que llenaron rápidamente todo el edificio. Los producto almacenados eran, principalmente, de papel y cartulinas en un 99%, y plásticos en un 1%.





Figure 2-8: Layout of the storage building and development of fire (right) Gráfico 2-8: Distribución del edificio de almacén y desarrollo del fuego (derecha)

El cuerpo de Bomberos observó importantes efectos de chimenea y se enfrentó a violentas llamaradas y bocanadas de humo. Aunque el edificio había sido equipado con un sistema de extinción automático, no funcionaron o funcionaron incorrectamente, con lo que, en consecuencia, no fueron capaces de detener el incendio al comienzo y evitar, de este modo, las llamaradas generalizadas.

Tras el incendio (Gráfico 2-9), se desplomó completamente el gran compartimento de almacén, el pequeño de almacén no llegó a desplomarse. Sólo quedan estables los elementos externos de compartimento menor. Esto se debe principalmente a los esfuerzos de los bomberos por proteger el edificio administrativo, que no resultó afectado por el incendio. Todos los productos almacenados resultaron destruidos en ambos compartimentos por el fuego o el agua.



Desplome de la gran celda de almacén hacia el interior del edificio



Desplome de las vigas reticulares de la gran celda de almacén

Gráfico 2-9: Desplome del edificio de almacén

Seguridad ante Incendios de pabellones industriales

8

3. Normativa de seguridad ante incendios para pabellones industriales

3.1. Bélgica

Resumen de la normativa belga para edificios industriales

El objetivo de la normativa es evitar el inicio, desarrollo y propagación de un incendio, garantizando la seguridad de los usuarios y facilitando la intervención de los bomberos.

Los edificios industriales (IB) se clasifican en tres clases según la densidad de carga de fuego o potencial incendiario (Clase A $\leq 350 \text{ MJ/m}^2$, Clase B y Clase C > 900 MJ/m².

La estabilidad general del pabellón, la influencia y la interacción entre los elementos tienen que considerarse teniendo en cuenta las elongaciones y deformaciones producidas por el incremento de temperatura (efectos de segundo orden).

Se hace una distinción entre dos tipos de elementos:

Tipo 1: Elemento que, en el caso de un desplome, conduce a un desplome progresivo que no se limita al compartimento en el que se encuentra situado este elemento, o a daños en las paredes de este compartimiento.

Tipo 2: Elemento que, en el caso de un desplome, conduce a un desplome progresivo que se limita al compartimento (en el que se encuentra situado este elemento),

El requisito de los elementos tipo 1 es R60 en la clase A, y R120 en las clases B y C.

El requisito de los elementos tipo 2 se basa en el tiempo equivalente definido en EN 1991-1-2.

El requisito para separar los muros de separación es de EI 60 en la clase A y EI 120 en la clase B. Las puertas deben cumplir el EI60, y deben estar equipadas con un sistema de cierre automático.

Se hacen recomendaciones para las conexiones entre los muros de compartimento y la cubierta, y entre los muros de compartimiento y las fachadas. Los muros exteriores y los muros de compartimento deben diseñarse de manera que **quede limitado el riesgo de desplome hacia el exterior.**

La superficie del compartimento Afl no puede llevar una carga de fuego de diseño superior a 5700 GJ sin rociadores, y a 34200 GJ con rociadores. Un edificio industrial de una planta se considera que satisface los requisitos si Afl es menor que los valores que se muestran en la siguiente tabla.

	Resistencia ante incendios de los elementos estructurales			
	Sin extintores rociadores		Con extintores rociadores	
Clase de	Sin R	R30 o	sin R	R 30 o
pabellón	determinada	superior	determinada	superior
А	25 000	25 000	150 000	150 000
В	5 000 (*)	10 000	40 000	60 000
С	2 000 (*)	5 000	7 000	30 000
Clase de	5 000 (*)	5 000 (*)	12 500 (*)	30 000 (*)
almacenamiento				

(*) La superficie de un compartimento de un edificio industrial de una planta puede verse incrementada en un 60 % si este pabellón cuenta con una accesibilidad mejorada.

La radiación del fuego a los edificios colindantes no puede ser superior a los 15 kW/m². En la tabla siguiente se indican las distancias que se consideran satisfactorias

Resistencia ante incendios de la fachada	% de aperturas	Distancia en [m]
	0%	0
	$0\% \le \%$ de aperturas < 10%	4
EI (i↔0) 60	10% ≤% de aperturas <	8
	10%≤% de aperturas < 20%	12
	≥20% % de aperturas	16
Sin resistencia alguna determinada		16

("i" quiere decir dentro y "o" quiere decir fuera)

Otras normas tienen en cuenta si los dos edificios se encuentren en la misma área de terreno o no, la altura de la fachada más alta, la presencia eventual de instalaciones de rociadores

El edificio industrial debe estar equipado con una instalación automática de detección de incendios (una alarma manual es suficiente para los edificios de clase A, con un Afl que no supere los 2000 m²)

Es necesaria una extracción de humo y de calor salvo en los siguientes casos:

- La clase A con un Afl $\leq 10\ 000\ m^2$ o la clase B con un Afl $\leq 500\ m^2$.

- Los compartimentos están equipados con una instalación de supresión automática (extintores de rociado).

Habrá que notificar siempre al servicio de bomberos el inicio de un incendio.

El funcionamiento de control y el comando de la instalación activa deben ser ejecutados en una sala de control central (pared EI 60).

Tiene que haber un suministro primario de agua cerca del edificio para los bomberos.

3.2. Francia

3.2.1. Almacenes implicados (almacenamiento de materiales, productos o sustancias combustibles en cantidades superiores a 500 toneladas)

Clasificación: Si V es el volumen del almacén, entonces:

V < 5 000 m3	5 000 m3 ≤V < 50 000 m3	V ≥50 000 m3
sin clasificar	declaración	Autorización

Requisito:

Los muros barera del almacén o los elementos estructurales en el caso de un almacén abierto, deben encontrarse situados a una distancia mínima de 20 m del perímetro del establecimiento.

Los bomberos deben tener acero a todas las salidas del almacén, con una amplitud mínima de 1,40 m.

Es necesaria una detección automática de incendios en celdas con una transmisión de almacén de la alarma al operario.

En las tablas siguientes se recoge el requisito de resistencia estructural ante incendios de estos edificios de almacén.

Altura (H)	$S < 3000 \text{ m}^2$	$3000 \text{ m}^2 < S < 6000 \text{ m}^2$	$S > 6000 \text{ m}^2$
H < 12,5	R0	R0 + extintores rociadores	R0+extintores
m			rociadores + FSE
H > 12,5	R60 o	R60+extintores rociadores	R60extintores
m	Extintores	0	rociadores + FSE o
	rociadores	Extintores rociadores+FSE	Extintores
	+ FSE		rociadores
			+ FSE

Muros separadores
-REI 120 mínimo
- Todos los elementos garantizarán un nivel REI equivalente
-La puerta entre celdas debe ser REI 120 con parada automática.
-Los muros separadores deben encontrarse como mínimo a 1 m del tejado.
-Si los muros exteriores no tienen un grado REI 60, los muros que separan estas celdas se

extienden hacia ambos lados hasta los muros exteriores, a una anchura de 1 m o de 0,50 m, sobresaliendo desde la parte delantera, siguiendo una continuidad con el muro.

El *Fire Safety Engineering Study* (FSE, Estudio técnico de seguridad ante incendios) debe ser realizado para demostrar que el desplome de un compartimento no crea el desplome en cadena d todo el edificio, y cuando se desploma el edificio con el incendio, no se desploma hacia afuera. Este estudio, incluso, debe demostrar que todo el personal tiene tiempo suficiente para garantizar la evacuación desde el edificio antes de que se produzca el desplome.

3.2.2. Almacenamiento de polímeros, neumáticos y productos, de los cuales, un mínimo del 50 % de la unidad de masa total, está compuesto de polímeros [plásticos, caucho, resinas sintéticas y adhesivos]

Clasificación:

Si V es el volumen de almacén, entonces:

V < 100 m3	100 m3 ≤V < 1000 m3	100 m3 ≤V < 1000 m3
sin clasificar	declaración	Autorización

Requisito:

Los límites de los muros de los elementos estructurales deben encontrarse a una distancia mínima de 15 m del perímetro del establecimiento o a 10 m si el compartimento está equipada con un sistema de rociadores o el muro térmico respeta la REI 120 pasando al menos 1 m del techo, y 0,5 m lateralmente, y cuyas compuertas tienen una clase de resistencia al fuego REI de 60 minutos, equipadas con una puerta cerrada.

En lo que se refiere a otros elementos, el requisito es:

Suelo	Muros separadores	Muros externos
hasta REI 60	REI 120, compuerta REI	R 30

3.3. Luxemburgo

La normativa de seguridad en Luxemburgo se denomina Cómodo / Incomodo, descrita en una ley prescriptiva del 10 de junio de 1999. Sustituye a la ley anterior de 1979, y se introdujo por motivos de adaptación. Su entrada en vigor depende del Ministerio de Empleo [13]. No se define requisito alguno de resistencia ante incendios para edificios industriales.

3.4. España

En base a la ley 2267/2004 del 3 de diciembre de 2004, en el caso de edificios industriales (industrias en general y almacenes industriales) y en cualquier tipo de edificio de almacén con una carga de fuego superior a los 3.000.000 MJ, el reglamento que tiene la jurisdicción es el "Reglamento de seguridad ante incendios para edificios industriales", denominado RSIEI.

Este reglamento se puede cumplir de dos formas diferentes:

-Cumplimentando los requisitos prescriptivos del código RSIEI.

-Con técnicas de seguridad equivalentes, basadas en normas y reglamentos perfectamente conocidos, descritos correctamente por diseñadores, y aprobados por la autoridad competente.

Los edificios se clasifican según:

-El riesgo depende de la actividad industrial desarrollada:

-Edificios de poco riesgo: carga de incendio < 850 MJ/ m2

-Actividades de mediano riesgo: carga de incendio < 3400 MJ/ m2

-Actividades de alto riesgo: carga de incendio superior a 3400 MJ/ m2

-Tipología del edificio: proximidad de otras ocupaciones dentro del mismo edificio o en los edificios colindantes:

-Tipo A: ocupación industrial en un edificio compartido con otras ocupaciones industriales o, incluso, sin ser industriales.

-Tipo B: ocupaciones industriales que ocupan todo un edificio independiente a menos de 3 metros de cualquier otro

-Tipo C: pabellón industrial ocupado completamente por un solo tipo de ocupación, y separado a más de 3 metros de otros edificios

-Tipos D y E: ocupaciones cubiertas por estructuras abiertas sin paredes.

En función de esta clasificación, se establecen los requisitos prescritos en términos de estabilidad estructural, dimensión del compartimiento y cortafuegos, distancias para la evacuación de personas...

Riesgo	Tipo A		Tipo B		TipoC	TipoC	
incendi	Sótanos	Planta	Sótanos	Planta	Sótanos	Planta	
Bajo				R60		R30	
5	R120	R90	R90	R15*	R60	R0*	
		R60**		R0**		R0**	
Medio	No			R90		R60	
	permitido		R120	R30*	R90	R15*	
	*			R15**		R0**	
Alto	No	No		R120		R90	
	permitido	permitido	R180	R60*	R120	R30	
	Ê	ſ		R30**		R0*	
						R0**	

* Si el suelo tiene poco peso (<100kg/m²) y el desplome de la estructura no pone en peligro a otros edificios ni daña la compartimentación (es necesario un sistema de control de humos si el riesgo de incendio es medio o alto)

** Edificios de una sola planta equipados con rociadores y un sistema de control de humos *** Edificios C de una sola planta, separados al menos 10 metros de otros edificios

Tabla 3.1: Requisito de resistencia estructural ante incendios para edificios de una sola planta en España

En edificios generales, se demandan los requisitos indicados en la Tabla 3.1 para conseguir una resistencia estructural ante incendios. Se permiten reducciones en el caso de cubiertas ligeras (de hasta 100 kg/m2) en edificios tipo B y C para conseguir una estabilidad estructural de las estructuras portantes de la cubierta. Asimismo, se permiten reducciones en los pabellones con rociadores. Y, para finalizar, todos los edificios C de una sola planta, separados al menos 10 metros del resto de edificios, no hay demanda de requisito de estabilidad alguno.

4. Simulaciones numéricas

4.1. Verificación del software

El software utilizado para simular un comportamiento estructural del edificio en un incendio, tiene que abarcar el comportamiento estructural 3D, incluyendo efectos de membrana y restringidos, además del modo a prueba de fallos de manera que pueda analizarse la fase de fallo local posterior. Estos modelos de cálculo (ANSYS [9], ABAQUS y SAFIR [14]) se comparado como verdaderos puntos de referencia. Dentro de estos software de referencia, usuarios diferentes han empleado ABAQUS.

4.1.1. Definición de punto de referencia

Este punto de referencia se basa en la estructura siguiente:



Gráfico 4-1 Punto de referencia: Pórtico en 2D

la legislación del material en cuanto a propiedades térmicas y mecánicas procede de las partes ante incendio EC3 [18];

en lo que se refiere a las propiedades mecánicas, no se considera el endurecimiento por tensión en frío;

todas las propiedades serán consideradas sección clase 1 durante el incendio;

para el cálculo de la temperatura en el acero, se considera una curva de incendio según la ISO [19];

para la transferencia térmica, la convección y la radiación han sido consideradas los verdaderos parámetros siguientes:

 $\alpha = 25 \quad W/m^2 K$ $\varepsilon = 0.5$ Ecuación 4-1

no se ha tenido en cuenta efecto de sombra alguno.

Se utiliza el método simple de cálculo de EC3 [6] para evaluar las curvas de temperatura de los elementos del acero (IPE 450, IPE 500). Al hacerlo se ha producido una temperatura distribuida uniformemente en las secciones transversales.

El estudio está compuesto de 4 partes, como se puede ver en el Gráfico 4-2:





Gráfico 4-2 Ilustración de los modelos analizados.

Desgraciadamente el cálculo estadístico de elementos finitos se detiene antes de producirse el fallo real de la estructura, incluso para el análisis 2D de un armazón único.

Para evitar esta interrupción numérica, se ha estudiado la posibilidad de ejecutar un análisis dinámico de la estructura con el software diferente [10]. Se ha aplicado un enfoque dinámico al cálculo 3D completo.

4.1.2. Resultados en 3 dimensiones de un armazón

Se ha analizado el mismo armazón en 2D y en 3D, permitiendo los desplazamientos fuera de plano. El armazón es un armazón engranado con elementos adicionales de fijación añadidos en la tercera dimensión. En realidad las restricciones las ponen las correas (sólo se muestran los 11 elementos de fijación en la tercera dirección en el Gráfico 4-3).

La única deformación inicial se encuentra en el plano de armazón XY según el eje Y se muestra en el Gráfico 4-3. El valor máximo es L/1000 = 0,01 m. No hay deformación inicial de las columnas.



Gráfico 4-3 Ilustración de los puntos fijos en la tercera dimensión y un esquema de las deformaciones iniciales

Evolución de los desplazamientos horizontales y verticales:

En el gráfico 4-4 se presenta la evolución de los desplazamientos con respecto al tiempo calculado utilizando diferente software. Los desplazamientos se miden en los nodos "**a**" a "**d**". Tal y como e marca en la siguiente imagen, el nodo "**d**" se encuentra a 1/4 de la longitud de la primera viga, que se calienta (marcada en rojo):





Desplazamiento horizontal Nodo c



Desplazamiento en tercer eje Nodo d



Gráfico 4-4 Análisis de desplazamiento del armazón de portal 2D en el espacio

El desplome de la estructura se produce unos minutos antes del análisis 2D por el pandeo lateral de la viga que está sometida al fuego.

Evolución de la fuerza normal con respecto al tiempo:

Fuerza axial de viga



Gráfico 4-5 Evolución de la fuerza axial

Como se marca en el Gráfico 4-5, la fuerza axial se mide en la conexión entre la columna central y la viga que está sometida al fuego y la conexión de la columna central y la viga "fría".

Las fuerzas axiales aplicadas en la parte fría de la estructura tienen el mismo orden de magnitud que el análisis de 2D.

Deformación de la estructura:



Gráfico 4-6 Deformación espacial del armazón

La deformación de la estructura ilustrada en el Gráfico 4-6 se amplifica hasta 10 veces.

4.1.3. Resultados del análisis tridimensional completo – para más de un armazón

El armazón analizado independientemente en las anteriores secciones se incluye ahora en una estructura 3D con otros pórticos paralelos conectados a la primera mediante correas. Al igual que en los casos anteriores, se caliente el único armazón izquierdo central – marcado en rojo en el Gráfico 4-7.



Gráfico 4-7 Estructura en 3D con múltiples pórticos, con un solo armazón calentado y marcado

Las deformaciones iniciales aplicadas únicamente al armazón doble central, y son las mismas que en la única nave analizada previamente.

Los tres desplazamientos son el mismo para las correas y para la viga en los nodos de conexión.

Para la rotación, la rotación en torno al eje Z (el eje Z sigue la dirección de las correas) es la misma que en la viga y en las correas porque las correas van sujetas por 2 pernos a la viga. Pero la rotación en torno al eje X, el eje Y y la combadura están libres entre las correas y la viga.

La estructura se mantiene en varios puntos para simular la presencia de arriostramiento y se aplica una carga en cada correa, simulando una carga real en la estructura.

4.2. Investigación numérica de las estructuras de pórticos reticulares y de portal de una o de varias naves

Se ha investigado el comportamiento mecánico de una estructura de armazón mononave y de múltiples naves expuesta al fuego, con un estudio paramétrico en el que se estaban teniendo en cuenta los diferentes parámetros principales que afectan al rendimiento de este tipo de estructuras de acero, como la luz de pórticos, altura de columnas, número de luces o vanos, ubicación de incendio, posición de muros cortafuegos, etc.

4.2.1. Característica de las estructuras

Todos los sistemas analizados fueron construidos a partir del mismo tipo de perfiles laminados en caliente, con el mismo tipo de conexiones siguientes.

Se utilizó el grado de acero S235 para los sistemas de armazón;

Las columnas de acero son articuladas o semirígidas en las partes inferiores;

Las conexiones entre las vigas y las columnas son rígidas;

Las columnas son secciones de acero laminado en caliente con forma en I o H.

En las estructuras de armazón reticular también se consideran las siguientes características:

Las vigas reticulares (elemento de cordón superior e inferior y diagonales) se forman a partir de dos ángulos iguales de pie espalda con espalda o cruzadas;

Unos ángulos de pata iguales que oscilan entre las medidas de 50x50x5mm y 120x120x12mm dependiendo de la luz de viga y de la altura de columna. La profundidad de las vigas reticulares es de 2 m;

Las conexiones entre los elementos reticulares (barras de cordón y diagonales) y entre las vigas y columnas reticulares son rígidas.

4.2.2. Asunciones de modelos numéricos para el análisis de los pórticos de portal

Las simulaciones del comportamiento mecánico de los pórticos estructurales de acero expuestos al fuego, con el código informático SAFIR y ABAQUS, han sido realizadas utilizando las siguientes normas y asunciones:

Se estudió el modelo numérico en 2D en un espacio tridimensional;

Se han realizado simulaciones dinámicas;

Se crean los modelos de columnas y vigas de acero utilizando el elemento finito de la viga; las cargas aplicadas en el tejado del edificio y en las columnas se distribuyen uniformemente, Gráfico 4-8;



TRAZADO CON DOF (GRADO DE LIBERTAD) IMPUESTO

Gráfico 4-8: Condiciones de carga de pórticos de acero

se aplicó al modelo la imperfección global fuera de plano (consulte el gráfico 4-9); no se han tenido en cuenta las tensiones residuales;



Gráfico 4-9: Imperfección fuera de plano

las propiedades materiales mecánicas según la EC3 Parte 1.2;

desplazamiento lateral restringido de varios puntos en la posición de las correas (consulte el gráfico 4-10).



Gráfico 4-10: Condiciones límite de pórticos de acero

4.2.3. Presunciones de modelos numéricos para el análisis de los pórticos reticulares

Las simulaciones del comportamiento mecánico de los pórticos estructurales de acero expuestos al fuego, con el código informático ANSYS [9], han sido realizadas utilizando las siguientes presunciones:

se han realizado simulaciones según procedimiento estático y dinámico;

se crean los modelos de las columnas de acero y las vigas reticulares con la viga de elemento finito según se muestra en el gráfico 4-11;



Gráfico 4-11: Creación de de modelos de pórticos de acero con elementos de viga

las cargas aplicadas en el tejado del edificio se tienen en cuenta como cargas concentradas aplicadas en nodos de barras de cordón superiores (gráfico 4-12).

las cargas aplicadas a las columnas se distribuyen uniformemente a lo largo del elemento;



Elementos objetivo Cargas concentradas Cargas distribuidas Elementos de contacto

Gráfico 4-12: Condiciones de carga de pórticos de acero y creación de modelos a nivel del suelo

no hay desplazamiento ni imperfección de elementos en el modelo y no se tienen en cuenta las tensiones residuales;

las propiedades materiales mecánicas son las indicadas por EC3 Parte 1.2;

desplazamiento lateral restringido de varios puntos en la posición de las correas (consulte el gráfico 4-13).



Desplazamiento lateral restringido

Borde articulado

Gráfico 4-13: Condiciones de límite de pórticos de acero

4.2.4. Condiciones de carga

Los pórticos de acero han sido dimensionados a temperatura ambiente en base a la Parte 1.1 del Eurocódigo 3 [21].

A continuación se describen los diferentes valores de carga (**propio peso, efecto del viento y la nieve**) y sus combinaciones en situación de incendio:

propio peso 'G':

El peso del tejado se presupone de 250 N/m² ;

El peso del revestimiento de la pared se presupone de 150 N/m² ;

la carga de nieve 'S' se presupone de 550 N/m²;

Esta carga corresponde a un edificio con un tejado de pendiente superior al 5%, situado en la zona 2a a una altitud inferior a 200 m.

la carga de viento 'W' se presupone de 555 N/m²;

Se reducirá esta carga utilizando los coeficientes de presión adecuados (Cpe y Cpi), como se muestra en el gráfico 4-14 y gráfico 4-15, para el armazón de portal y el armazón reticular respectivamente. Se han llevado a cabo análisis numéricos sólo con uno; se ha considerado la configuración más desfavorable de viento para la situación de de incendio.

no se han considerado cargas impuestas



Gráfico 4-14: Coeficiente de presión Cp=(cpe-cpi) en situación de incendio



Gráfico 4-15: Coeficiente de presión Cp=(cpe-cpi) en situación de incendio

De las cargas superiores, las combinaciones de carga consideradas en los análisis numéricos son

- $\Rightarrow 1.0 \times G + 0.2 \times W$
- \Rightarrow 1.0×G + 0.2×S.

4.2.5. Condiciones de calentamiento:

У

Los pórticos de acero se someten a la curva tiempo-temperatura de conformidad con la ISO 834;

Las leyes materiales de propiedades térmicas son las indicadas por EC3 Parte 1.2;

se presuponen los elementos de acero desprotegidos y se calientan desde cuatro caras;

las columnas internas en la posición de los muros cortafuegos permanecen a temperatura ambiente;

Las temperaturas uniformes en la sección transversal, así como en toda la longitud de los elementos de acero calentados;

Se ha determinado el índice de calentamiento de los elementos de acero expuesto al incendio utilizando el factor de sección del elemento según EC3 Part1.2;

Se han presupuesto todos los perfiles de clase 1 durante el incendio.

En el caso de estructuras con armazón y estructuras reticulares, se han investigado diferentes configuraciones de conformidad con el número de armazón, con la posición de los muros cortafuegos y la situación del incendio en la celda del desastre (consulte el gráfico 4-16 y el gráfico 4-17).



a) Armazón calentado sencillo luz

c) Cinco pórticos con incendio en dos pórticos contiguos

d) Cinco pórticos, con fuego en los pórticos segundo y tercero



Gráfico 4-16: Cinco escenarios en la estructura del armazón de portal

1000000000	000000000	10000000		22
۲				
e) Five frames with	fire in three o	contiguous fran	nes	
		۲	<u>ک</u>	
f) Five frames with	fire in the thr	ee middle fram	es	
		NUNNAN N		4
	*	<u></u>		1.200 310
NT 0 1				

g) Five frames with fire in both second and third frames

e) Cinco pórticos con incendio en tres pórticos contiguos

f) Cinco pórticos con incendio en los tres pórticos centrales

g) Cinco pórticos, con fuego en los pórticos segundo y tercero

Gráfico 4-17: Cinco escenarios en pórticos de múltiples naves

Para el cálculo de temperaturas, se han considerado los siguientes parámetros:

coeficiente de transferencia térmica por convección: h = 25 W/m2K;

emisividad: = 0,5;

sin efecto de sombra.

4.2.6. Gama de ensayos paramétricos

A continuación se enumeran los parámetros y su gama utilizados en el estudio del comportamiento de los pórticos de portal en condiciones de incendio:

sistemas de armazón: pórticos individuales, dobles y quíntuples;

luces o vanos de armazón: 20m, 30m y 40 m;

la longitud de la columna varía entre 7,5 m y 20 m;

se toma un espacio entre pórticos de 6m, 8m y 10 m;

dos pasos: 1,5 $^{\circ}$ y 10 $^{\circ}$.

Y los parámetros utilizados para el análisis de los pórticos reticulares:

Sistemas de armazón: pórticos individuales, dobles, triples y quíntuples;

Vanos o luces de armazón: 20m y 30m;

La longitud de columna oscila entre 7,5 m y 17,5m;

se toma un espaciamiento entre pórticos de 15m, y, se toma un espaciamiento entre correas de 4m ó 5m según el vano de la viga;

unos ángulos de pata iguales que oscilan entre las medidas de 50x50x5mm y 120x120x12mm dependiendo de la luz de viga y de la altura de columna.

4.3. Resultados de estudios paramétricos

4.3.1. Comportamiento antiincendio de la estructura armazón de portal y de retícula

Los análisis de los resultados numéricos indican que el comportamiento de la estructura de múltiples portales puede dividirse en dos fases sucesivas que sirvan para diferentes comportamientos estructurales.

Una fase corresponde a la dilatación térmica de los elementos calentados (fase de dilatación). Durante esta fase, se hicieron las siguientes observaciones:

Un incremento progresivo de desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas fuera del compartimiento ante incendios (gráfico 4-18, gráfico 4-19);



Gráfico 4-18: Desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas



Gráfico 4-19: Desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas

Un incremento progresivo de fuerzas internas (fuerza de compresión adicional) en las vigas calentadas. Estas fuerzas de compresión se deben al embridado axial contra la elongación térmica inducida por las partes frías de la estructura;

en el caso de las vigas reticulares, el final de esta fase tiene lugar cuando las vigas reticulares calentadas fallan al ser sometidas a una fuerza de compresión. La estabilidad depende de la resistencia ante incendios de los elementos de acero que forman la viga (gráfico 4-20).



Gráfico 4-20: Origen del modo de error de la viga reticular calentada

Una segunda fase hace referencia al desplome de la viga calentada. Durante esta fase, se produjeron los siguientes hechos:

La viga cambia progresivamente del estado combinado de compresión y flexión al estado elástico simple;

Desde el comienzo de esta fase, los incrementos de desplazamiento en los extremos del compartimiento cambian de dirección: la parte superior de las columnas vuelve al estado inicial y finalmente se desplaza hacia el compartimiento ante incendios (consulte el gráfico 4-21, gráfico 4-22);



Gráfico 4-21: Desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas



Gráfico 4-22: Desplazamientos laterales en la parte superior de las columnas

La viga calentada se comporta como una cadena sometida a una fuerza de tracción importante; el desplazamiento lateral de la parte superior de las columnas de extremo de compartimiento y la fuerza de tracción alcanzan puntos máximos debido al colapso de la viga y, a continuación, se reducen ligeramente; si la rigidez de las partes frías no es lo suficientemente fuerte, en la fase final, la estructura se desploma hacia el interior del compartimiento ante incendios.

4.3.2. Observaciones mediante estudio paramétrico

Se ha investigado el comportamiento estructural de pórticos de múltiples naves expuestos a un fuego tipo estándar, con un estudio paramétrico variando los parámetros principales que se esperaba que afectaran al rendimiento de este tipo de estructura de acero, como la luz, la altura de columnas, el número de naves, la ubicación de incendio, la posición de los muros cortafuegos, etc. Los pórticos de acero estudiados han sido diseñados a temperatura ambiente en base a la Parte 1.1 del Eurocódigo 3.

El análisis de los resultados obtenidos muestra claramente que el desplome de los pórticos de múltiples naves siempre se debe al fallo de la viga calentada, como resultado de las fuerzas internas adicionales importantes debidas a la tensión axial frente a la dilatación térmica inducida por las piezas frías de la estructura (consulte el gráfico 4-23). De hecho, con un incendio totalmente desarrollado, se ven sometidos al fuego todos los elementos estructurales (vigas y columnas) del mismo compartimiento. En condiciones de incendio, las vigas siempre se desploman antes de las columnas ya que tienden a estar fabricadas de con un perfil menor (especialmente las vigas reticulares). Además, el incremento de temperatura es mucho menor en las columnas y el fallo se produce posteriormente. Entonces, cuando fallan las vigas antes del desplome de las columnas, se producirá el efecto en cadena sólo en un vano o luz (véanse los valores a unos 500 segundos de incendio en el gráfico 4-24). Se puede observar que la fuerza de tracción horizontal máxima creada por el efecto en cadena, se consigue justo después del fallo de las vigas. Posteriormente, la fuerza se ve reducida progresivamente porque las vigas que fallan son calentadas de forma continua, y la resistencia a la tracción plástica podría alcanzarse bastante pronto, lo que conduciría a un incremento significativo de su alargamiento (en el ejemplo dado que se ilustra en el gráfico 4-24, este fenómeno se produce después de unos 900 segundos de incendio). Cuando se desploman las columnas de acero, esta elongación resulta tan importante que incluso el efecto de cadena con dos vanos o luces va a dar lugar a fuerzas de tracción horizontal menores en las piezas frías del armazón (consulte el gráfico 4-24).



a) Cinco pórticos con fuego localizado en los pórticos segundo y tercero b) Deformación de la forma en el tiempo t = 652 seg c) Deformació = 1986 seg c) Deformación de la form a en el tiempo t



Gráfico 4-23: Ejemplo del modo de fallo de cinco pórticos de acero

Además, se debe reducir la fuerza de tracción máxima en el caso de las vigas reticulares por la resistencia a la tracción plástica de las dos barras de cordón, la superior y la inferior, que son mucho menos resistentes que las vigas de acero en el caso de pórticos de portal. Desde este punto de vista, y en relación al ejemplo indicado en el gráfico 4-24, si la columna calentada fallara tras unos 18 minutos, incluso la elongación de los dos elementos anteriores supuestamente va a conducir al efecto en cadena máximo en este momento, y no se superaría la fuerza horizontal predicha por el método de cálculo simple utilizando la cadena de un solo vano. Sin embargo, el fallo de la columna en esta fase del incendio ocurre bastante temprano.

Como consecuencia de la investigación anterior, en los pórticos reticulares, se puede calcular la fuerza de tracción inducida por el fallo de las piezas calentadas de la estructura para saber el rendimiento de la estructura reticular con respecto al desplome progresivo de los edificios de almacén, considerando que cada viga reticular calentada se comporta como una cadena de un solo vano entre sus columnas de soporte.

En el método de cálculo, se presupone que las columnas calentadas son suficientemente resistentes al fuego para considerarlas un soporte rígido. Así pues, el número de vanos que se van a tener en cuenta en el método de diseño no debería ser mayor que 1, incluso si el número de vanos del compartimiento ante incendios es superior a 1.

En situación de incendio real, el uso de un efecto de cadena de un solo vano puede considerarse también como presunción realista, porque con una propagación general del incendio, las vigas del tejado resultarán más calentadas que las columnas de acero debido a la capa de gas caliente formada en la parte superior del edificio en una fase temprana del incendio.



Fuerza axial (N) Fuerza de tracción expresada mediante reglas simplificadas Fallo de las vigas reticulares calentadas Pandeo de las columnas calentadas Fuerza axial en la barra de cordón superior (Fx_11) Fuerza axial en el elemento diagonal (Fx_12) Fuerza axial en la barra de cordón inferior (Fx_13) Fuerza axial total Resistencia a la tracción plástica de la barra de cordón superior

Gráfico 4-24: Fuerzas axiales inducidas en vigas reticulares calentadas

5. Solución estandarizada para pabellones industriales

5.1. Normas simplificadas en la fase de dilatación y de desplome

El modo de fallo del armazón de acero de edificios de almacén depende de la resistencia de la parte fría de la estructura, la resistencia de la parte de la estructura sometida al incendio y de los desplazamientos generados en los extremos del compartimiento. Estos desplazamientos pueden convertirse en los criterios principales a la hora de evaluar el comportamiento de los muros divisores y los elementos de fachada ante el fuego.

Así, los métodos de diseño desarrollados para edificios industriales con estructura de acero deben permitir:

Por una parte, comprobar la estabilidad de las partes frías de la estructura bajo el efecto del desplome de la parte calentada, y por otra parte, conseguir los desplazamientos inducidos en los extremos del compartimiento ante incendios tanto en la fase de dilatación como en la fase de desplome.

Estos cálculos se llevan a cabo en estructuras frías, de manera que pueden ser valorados utilizando herramientas de diseño a temperatura ambiente para un análisis estructurado, siempre que puedan evaluarse las fuerzas inducidas por el comportamiento de la estructura calentada.

A continuación se indican métodos simples que van a permitir una evaluación sencilla de estas fuerzas. Estos métodos abarcan dos tipos de estructuras de acero, concretamente:

Pórticos de acero de portal con sección transversal en perfiles estándar laminados en caliente en H o I.

Pórticos de acero que forman las vigas reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente en H o I.

5.1.1. Método de catenaria y fuerza de tensión

La creación de modelos numéricos y las observaciones en tiempo real del incendio nos muestran que el armazón de acero se comporta como una cadena en situación de incendio si las columnas son estables. Por este motivo, la evaluación de la fuerza de tracción se puede estimar de tal forma que sea lo más precisa posible con la teoría de la catenaria.

La cifra siguiente nos muestra un caso general de creación de modelos cuales los dos puntos de apoyo no tienen la misma altura.



Según la teoría de la catenaria, la tensión horizontal H R en la parte superior del armazón se deduce de la expresión:

$$RH = q.a$$
 Ecuación 5-1

Bajo restricciones:

$$\begin{cases} x_0 < L, \text{ with } x_0 \text{ is such that } h_2 - h_1 = a \left(\cosh\left(\frac{x_0}{a}\right) - \cosh\left(\frac{L - x_0}{a}\right) \right), \\ y_0 > 0, \text{ with } z_0 = h_1 + a \left[1 - \cosh\left(\frac{x_0}{a}\right) \right], \\ h_2 > h_{2,\min} \text{ with } h_{2,\min} = h_1 - \sqrt{L_0^2 - L^2}. \end{cases}$$

Ecuación 5-2

En la ecuación 5-1, q es la carga lineal y ser estimada por,

$$sinh(X) = \kappa \cdot X$$
, where $\kappa^2 = \frac{L_0^2 - (h_1 - h_2)^2}{L^2}$

Los parámetros de la catenaria son los siguientes:

h1, h2 – alturas de las columnas de soporte

L – distancia entre columnas

x0, y0 - coordenadas del punto menor de la cadena es una función paramétrica de X que puede

Ecuación 5-3

RH, RV – reacciones horizontales y verticales (consulte el gráfico 5-1) L – longitud de la cadena, indicada por la ecuación implícita,

$$L_0 = \frac{2R_H}{q} \sinh\left(\frac{qL}{2R_H}\right),$$

Ecuación 5-4

Durante el incendio, se pueden dar diferentes situaciones. De hecho, las columnas se consideran fijas en el soporte y, en condiciones de incendio, la columna intermedia sin proteger de la misma celda determina los parámetros de la catenaria y, a continuación, las fuerzas generadas en la parte superior de las columnas. Los siguientes gráficos sirven para ilustrar esta conexión en el caso de pórticos con dos vanos o luces calentados.



Caso 3: La columna intermedia se desploma y no se considera más un soporte

Gráfico 5-2: Diferentes casos por considerar en la estimación de carga máxima.

El procedimiento computacional efectivo consiste en ejecutar un cálculo iterativo de la fuerza horizontal de tracción de acuerdo con las ecuaciones implícitas 5-1, 5-3 y 5-4 según las restricciones definidas por la ecuación 5-2. En las diferentes situaciones anteriores (gráfico 5-2) y en varias configuraciones constructivas, se han realizado los cálculos para evaluar las fuerzas de tracción horizontales en los extremos del compartimiento. Es evidente que el tercer caso es el más desfavorable y los resultados correspondientes han servido de referencia para el método sencillo propuesto (la Sección 5.1.2 para los pórticos de portal en acero la Sección 5.1.3 para pórticos reticulares). Los resultados de la catenaria en el caso 3 se resumen en la siguiente :

	ſ	Carga	Altura (m)	Fuerza de tracción horizontal del cálculo de la	
	n n	2,16	7,5	102,79	
Ċ	70		12,5	102,79	
	an	2,88	7,5	138,8	
	>		12,5	138,8	
	_ [3,6	7,5	173,49	
	n n		12,5	173,49	
C	с с С	2,16	7,5	156,14	
	and		12,5	156,14	
	>	2,88	7,5	208,19	
			12,5	208,19	

_				
	26	7 -	260.24	
	3.0	1.5	260.24	
	-) -	·)-	7	
		24	•	
--------	------	----	---	---------------
		.9		Т
		9	,	a
				$\frac{b}{1}$
_	 	59)	
U U		59		u
040		26)	5
an		36)	·. 1
\geq		36)	1
		36)	•

Fuerzas de tracción horizontales según la teoría de la catenaria.

5.1.2. Pórticos de acero de portal con sección transversal en perfiles estándar laminados en caliente en H o I

Las explicaciones dadas en esta sección tienen que ver con la Sección 4 de la guía de diseño [1] y sólo afectan a las configuraciones cuando los muros de incendio son perpendiculares a los pórticos de portal del edificio de almacén. Cuando los muros cortafuegos son paralelos a los pórticos de portal, puede evitarse el riesgo de desplome hacia el exterior y de desplome progresivo (entre diferentes compartimientos ante incendios) con respecto a las diversas recomendaciones sugeridas en [2]. Se han considerado dos configuraciones ante incendios tanto para la dilatación como para la fase de desplome, concretamente:

el compartimiento ante incendios en el centro del edificio de almacén (consulte el gráfico 5-3); el compartimiento ante incendios en el extremo del edificio de almacén (consulte el gráfico 5-4);



Gráfico 5-3: Fuego situado en una celda del centro del edificio



Gráfico 5-4: Fuego en un compartimiento en el extremo del edificio de almacén

5.1.2.1. Fase de desplome: fuerza de tracción horizontal y desplazamiento inducido

La guía de diseño proporciona, en la ec. (4-8) (consulte [1] Sección 4), la fuerza de tracción horizontal que se va a utilizar para evaluar la estabilidad de las piezas frías en caso de situación de incendio. Aquí se recapitula esta fuerza de tracción por motivos de conveniencia,

$$F_t = c_p \ n_{eff} \ ql,$$

Ecuación 5-5

Donde

q es la carga vertical aplicada indicada por la ecuación 4-7,

l es el vano o luz de una nave calentada,

 n_{eff} es un coeficiente indicado por la ecuación 4-5 en función del número de naves calentadas y de las dos configuraciones de incendio estudiadas (fuego en el centro o al final del compartimiento),

 C_p es un coeficiente indicado según la ecuación 4-3 para diferentes valores de pendiente.

Hay que resaltar que en valores de pendiente intermedios, se puede llevar a cabo una interpolación lineal. El coeficiente p c se ajusta de manera que la fuerza de tensión horizontal indicada mediante el método simple (ecuación 5-5) está correlacionado con los resultados de catenaria (Tabla 5.1). En el gráfico 5-5 aparece la correlación entre cargas calculadas utilizando la teoría catenaria (consulte la Tabla 5.1) y las cargas calculadas utilizando el método sencillo.



SEGURO

NO SEGURO

Fuerza de tracción horizontal calculada según el método de la catenaria (KN)

Gráfico 5-5: Correlación entre las fuerzas de tracción horizontales calculadas utilizando el método de

la catenaria (Ecuaciones 5-1, 5-2 y 5-3) y las calculadas utilizando el método sencillo propuesto. El gráfico 5-6 establece una correlación entre las cargas determinadas por medio de simulaciones numéricas (en las que no se ha producido fallo alguno de las partes frías de la estructura) y cargas calculadas de acuerdo con el método sencillo.



Fuerzas según las simulaciones numéricas (KN)

Gráfico 5-6: Correlación entre las fuerzas de tracción calculadas utilizando simulaciones numéricas y las calculadas utilizando el método sencillo propuesto.

5.1.2.2. Fase de dilatación: fuerza inducida por la dilatación térmica

En la fase de dilatación los únicos criterios de rendimiento que hay que comprobar afectan a los desplazamiento inducidos en los extremos del compartimiento ante incendios y, a continuación, a las fuerzas generadas por la dilatación térmica de la viga.

Cuando se produce el incendio en un compartimiento en el centro del edificio, la fuerza generada puede ser indicada en función de la pendiente del tejado según,

Ecuación 5-6

$$F_p = c_p nq\ell$$

donde

n es el número de vanos del compartimiento que se somete al incendio. El número de vanos "n" que se van a tener en cuenta en el diseño se limita a 2, incluso si el número de vanos del compartimiento ante incendios es superior a 2;

m. es el número de vanos de los compartimientos fríos colindantes;

qG0,2Sn – es la carga lineal en el tejado [N/m] (igual a la densidad de carga multiplicada por el espacio entre pórticos) aplicada a la viga y calculada en situación de incendio (donde G es la carga permanente, incluido en propio peso del armazón de acero y las sobrecargas del equipo, siendo Sn la carga de nieve);

l – es la longitud del vano [m];

C_p- es un coeficiente empírico (función de la pendiente del tejado) según la Tabla 5.2 (para valores intermedios de pendiente, se puede utilizar una interpolación lineal),

Pendiente	del	Ср
0%		1,19
5%		1,16
10%		1,10

Tabla 5.2: Valores de pendiente Cp

Por motivos de simplificación, el coeficiente p c de la ecuación 5-1 se toma igual que en la ecuación 5-5, que corresponde a la evaluación de la fuerza de tracción horizontal inducida por la flecha del vano con la acción del fuego.

Cuando el incendio se produce en un compartimiento en el extremo del edificio de almacén (consulte el gráfico 5-4), la fuerza impulsora inducida en los extremos del compartimiento puede obtenerse de la siguiente manera:

$$F_p = K_t n c_{th} \ell$$
,

Ecuación 5-7

donde:

$$K_t = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2},$$

con rigidez equivalente K1 y K2 para desplazamientos laterales y de armazón de acero;

n es el número de vanos de la celda que se somete al incendio;

c th es el factor de reducción que corresponde a una dilatación térmica a una temperatura de 740° C. Los valores de c th en función de la pendiente se indican en la Tabla 5.3. En el caso de valores intermedios de pendiente, se puede utilizar una interpolación lineal;

l es la longitud del vano [m];

Pendiente	del	Cth
0%		0,01
5%		0,011
10%		0,015

Tabla 5.3: Valores de pendiente Cth

El valor de K_1 se define como la rigidez lateral del bastidor de acero del compartimiento ante incendios de acero, que puede evaluarse de la siguiente manera:

$$K_1 = \begin{cases} 0.065 \ k & \text{ for } n = 1 \\ 0.13 \ k & \text{ for } n = 2 \\ 0.13 \ c \ k & \text{ for } n > 2 \end{cases}$$

Ecuación 5-8

Cuando el número de vanos de la celda calentada n es superior a 2, K 0,13ck 1, con k según su definición en la ecuación 5-10 y c determinado según la ecuación 5-11 con m = n - 1.

El valor de 2 K se define como la rigidez lateral del bastidor de acero de las partes frías de la estructura. 2 K puede calcularse utilizando un software de análisis estructural estándar o, como en las fórmulas 1 K explicadas del párrafo siguiente.

Evaluación de la rigidez lateral del armazón

En la práctica, especialmente en los pórticos de acero desiguales, los desplazamientos se calcularán directamente utilizando software estándar de análisis estructural. En los pórticos de acero normales (rango constante, perfiles de acero estándar homogéneos de una parte a otra), la rigidez lateral equivalente i K puede calcularse de una forma aproximada utilizando las relaciones de Daussy [3]:

Para mi = 1:

 $K_i = k$

con:

$$k = \frac{\alpha}{1+2\alpha} \cdot \frac{12EI_c}{(h+f)^3} \text{ [N/m]}, \text{ and } \alpha = \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h+f}{\ell}$$

Ecuación 5-10

donde (consulte el gráfico 5-7):

h – es la altura del armazón del portal [m];

l – es la longitud del vano [m];

Ib – es el segundo momento de la superficie de la viga [m4];

Ib – es el segundo momento de la superficie de las columnas [m4];

E – es el módulo de elasticidad del acero a temperatura normal [N/m²];

Para mi ≥2:

$$K_i = ck$$
 with $c = 1 + \sum_{i=2}^{m} \frac{i}{2} \frac{\alpha}{1+2i\alpha}$





Gráfico 5-7: Definición de parámetros de partes frías

El gráfico 5-8 nos muestra la correlación entre el desplazamiento lateral (y, a continuación, la rigidez lateral) calculada con software estructural y utilizando la ec. 5-3. Los resultados nos indican que la fórmula utilizada da unos valores de diseño seguros, salgo en algunos casos.



Desplazamiento lateral calculado utilizando software estructural

Dobles naves Tres naves

Gráfico 5-8: Correlación entre desplazamientos laterales calculados utilizando software estructural y los calculados utilizando el método simple (ecs. 5-9, 5-10 y 5-11)

Esta correlación puede ser modificada (consulte el gráfico 5-9) modificando el parámetro de manera que la ec.(5-10) sea sustituida por

$$k = \frac{\alpha}{1+2\alpha} \cdot \frac{12EI_c}{(h)^3} \text{ [N/m] and } \alpha = \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h+f}{\ell} \left(1 - \frac{f}{0.6h}\right)$$

Ecuación 5-12



Gráfico 5-9: *Correlación entre desplazamientos laterales calculados utilizando software estructural y los calculados utilizando el método simple (ec. 5-12)*

5.1.2.3. Desplazamiento en extremos de compartimientos ante incendios

Cuando el incendio se produce en un compartimiento del edificio, pueden obtenerse desplazamientos δ [m] inducidos en los extremos del compartimiento (consulte el gráfico 5-4) según

$$\delta_{i} = \begin{cases} \frac{\max\{F_{p}, F_{i}\}}{K_{i}}, & en \ la \ parte \ fria \ colindante} \\ \frac{F_{p}}{K_{i}}, & en \ el \ extremo \ del \ armaz \acute{on} \end{cases}$$

Ecuación 5-13

Donde

Fp y Ft son las fuerzas inducidas por dilatación térmica y por la fuerza de tracción indicada según las ecuaciones 5-5 y 5-7 respectivamente.

Ki es la rigidez lateral equivalente de los pórticos de acero de los compartimientos fríos [N/m].

Los desplazamientos obtenidos permiten comprobar que los elementos de fachada y de división interior son compatibles con los desplazamientos desarrollados en los extremos del compartimiento ante incendios para evitar el desplome hacia el exterior y el desplome progresivo entre diferentes compartimientos ante incendios.



Desplazamiento de dilatación lateral en el extremo del armazón según el método simple

Desplazamiento de dilatación lateral en el extremo del armazón según el software estructural

Gráfico 5-10: Correlación entre desplazamientos laterales calculados utilizando software estructural y los calculados utilizando el método simple (ecuación 5-13)

5.1.3. Pórticos de acero con vigas reticulares y columnas de perfiles estándar laminados en caliente en H o I

5.1.3.1. Fase de dilatación: Desplazamiento en los extremos del compartimiento ante incendios

Para la fase de dilatación, la comprobación del comportamiento ante incendios de las estructuras reticulares con respecto a los objetivos fijos sólo exige evaluar los desplazamientos máximos en los extremos del compartimiento ante incendios.

Los desplazamientos laterales δ inducidos en la parte superior de las columnas situadas en los extremos de los compartimientos pueden obtenerse utilizando la siguiente expresión:

$$\delta_i = 0,009. \frac{K_t}{K_i} . \sum_{i=1}^n \ell_i$$
.

Ecuación 5-14

donde:

li es la longitud del vano calentado i [m];

n es el número de vanos del compartimiento ante incendios.

 $K_t = \frac{K_1 K_2}{K_2 + K_2}$ [N/m], siendo $K_1 \frac{K_2 + K_2}{K_2}$ la rigidez equivalente de estructuras de acero para los desplazamientos laterales y(consulte el gráfico 5-11).

El coeficiente parcial (0,009) en la ecuación 5-14 corresponde a una dilatación térmica a una temperatura de 650° C. Este coeficiente se determina realizando simulaciones termomecánicas que muestren que el desplome de las vigas reticulares se produce a una temperatura máxima de 650° C.

Debe señalarse que la rigidez equivalente de los pórticos de acero de las partes frías de la estructura debe evaluarse utilizando software estándar de análisis estructural.



K2 es la rigidez lateral del armazón de acero de la parte fría de la estructura.

KI es la rigidez lateral de la red de acero del compartimiento ante incendios, a la que se puede aproximar mediante:

a) Compartimiento ante incendios en un extremo del edificio de almacén





b) Compartimiento ante incendios en el centro del edificio de almacén

Gráfico 5-11: Definición de rigidez lateral K1 y K2

Se han determinado los coeficientes parciales de expresiones anteriores de tal manera que se consiga una buena correlación entre los resultados de las simulaciones numéricas y los del método sencillo. En los gráficos 5-12 y 5-13 se puede ver la correlación entre los

desplazamientos de dilatación (de diferentes configuraciones estructurales) en la parte superior de la columna calculada utilizando modelos numéricos y los calculados de acuerdo con el método simple en el caso a y b respectivamente (consulte el gráfico 5-11 en los dos casos).



Desplazamientos mediante el método simple (m) Desplazamientos mediante el modelo numérico (m)

Gráfico 5-12: Correlación entre desplazamientos por dilatación calculados utilizando modelos numéricos y los calculados utilizando el método simple (ec. 5-14 y el caso a del gráfico 5-11)



3 vanos y vano central calentado

Gráfico 5-13: Correlación entre desplazamientos por dilatación calculados utilizando modelos numéricos y los calculados utilizando el método simple (ec. 5-14 y el caso b del gráfico 5-11)

5.1.3.2. Fase de desplome: Estabilidad de partes frías de la estructura y desplazamiento en los extremos del compartimiento ante incendios

Durante la fase de desplome, los elementos de barra de cordón de vigas reticulares calentadas se adaptan de una fase de compresión a un estado de tracción simple. Entonces las vigas se comportan como una cadena sometida a cargas uniformes.

En el caso de un vano calentado sencillo en el centro del edificio (consulte el gráfico 5-14), la fuerza de tracción horizontal aplicada en los extremos del compartimiento ante incendios puede obtenerse con la siguiente:

$$F = c_p .q.t$$

5-15

donde:

qG0,2Sn es la carga lineal en el tejado [N/m] (igual a la densidad de carga multiplicada por el espacio entre pórticos) aplicada a la viga y calculada en situación de incendio (donde G es la carga permanente, incluido en propio peso del armazón de acero y las sobrecargas del equipo, siendo Sn la carga de nieve);

l – es la longitud del tramo [m];

cp es un coeficiente al que se le presupone el valor de 1,45.

Hay que señalar que el valor del coeficiente cp se calcula de manera que se pueda obtener una buena correlación entre los resultados de los modelos numéricos y los calculados utilizando el método sencillo (consulte el gráfico 5-15 y el gráfico 5-17).

Ecuación



Gráfico 5-14: Compartimiento ante incendios en el centro del edificio de almacén

El gráfico 5-15 indica la correlación entre las fuerzas de tracción en la parte superior de las columnas calculada según las simulaciones numéricas, y las calculadas utilizando el método simple según la ecuación 5-14.

Desde la fuerza máxima anterior F, se pueden calcular los desplazamientos max, i de la parte superior de las columnas de los elementos divisorios de la forma habitual:

$$\delta_{\max,i} = F/K_i$$
 Ecuación 5-16

donde

Ki es la rigidez lateral de la parte fría examinada de la estructura.



3 vanos, de los cuales se calienta 1

Gráfico 5-15: Correlación entre fuerzas calculadas mediante métodos numéricos, y las calculadas mediante el método simple (ec. 5-14)

En el caso de diferentes divisiones (varios vanos calentados, vano de borde calentado) se pueden calcular los desplazamientos en la parte superior de los soportes de columna de la fachada o elementos divisorios, y las fuerzas transmitidas a las partes frías de la estructura, aplicando las relaciones anteriores al / a los vano(s) calentado(s) del compartimiento ante incendios que se encuentra junto a las celdas que no están sometidas al fuego según lo indicado en el gráfico 5-16.



Vano calentado simple

Caso de n vanos calentados

a) Compartimento ante incendios en un extremo del edificio de almacén b) Compartimento ante incendios en el centro del edificio de almacén;

Gráfico 5-16: Desplazamientos y fuerzas transmitidos a las partes frías de la estructura

El gráfico 5-17 proporciona la correlación entre el desplazamiento calculado utilizando simulaciones numéricas y los calculados utilizando el método simple (ecuación 5-16)



Gráfico 5-17: Correlación entre desplazamientos calculados utilizando modelos numéricos y los calculados utilizando el método simple (ecuación 5-16)

5.2. Modelo simple de la fase de expansión

Un método de diseño más preciso, por lo tanto menos fácil de usar, que se presenta posteriormente para la fase de dilatación. Este método permite calcular los desplazamientos horizontales máximos en los extremos del compartimiento ante incendios.

5.2.1. Estructuras reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente de tipo H o I.

El método indicado posteriormente tiene como intención evaluar mediante el cálculo incremental los desplazamientos máximos inducidos en los extremos de un compartimiento ante incendios durante la fase de expansión, teniendo en cuenta la evolución y la distribución de temperaturas en función del tiempo, además de sus efectos en las propiedades térmicas (dilatación térmica) y propiedades mecánicas (factores de reducción para el límite elástico y el módulo de Young) del acero.

Hay que señalar que los desplazamientos máximos que se van a utilizar en el diseño de los pórticos de acero son los obtenidos cuando falla la viga reticular calentada, es decir, cuando, en una situación de incendio, se alcanza la resistencia de pandeo de uno de los elementos que conforman la viga.

Se puede seguir el siguiente procedimiento para la determinación de los desplazamientos máximos:

Fase 1: Elección de escenarios de incendio: es decir, elección de los elementos de acero (vigas reticulares) que se van a calentar. Estos escenarios se definen según la disposición del edificio de almacén (estructura y división) según ilustración del gráfico 5-18;



Disposición del edificio: 3 vanos o luces y 3 celdas Escenario 1: fuego en la celda externa (1 ó 3) Escenario 2: fuego en la celda central Deben considerarse 2 escenarios de incendio

a) armazón con 3 vanos o luces y 3 celdas

b) armazón con 5 vanos o luces y 3 celdas

Gráfico 5-18: Escenarios de incendio según la disposición del edificio de almacén

Fase 2: Cálculo de temperaturas en los elementos de acero que componen las vigas reticulares en el compartimiento ante incendios. La distribución de la temperatura se presupone que es uniforme en toda la longitud y dentro de la sección transversal de perfiles de acero. Por lo tanto, no se consideran gradientes térmicos en la sección ni en la longitud del elemento.

Fase 3: Comprobación de la resistencia ante incendios de las vigas reticulares calentadas. Partiendo de los campos de temperatura previamente establecidos, se debería predecir el tiempo de fallo de las vigas reticulares calentadas que conducen al fin de la fase de dilatación. Debería comprobarse con mayor precisión la estabilidad de varios perfiles de acero que compongan las vigas reticulares (barras de cordón horizontales, elementos verticales y diagonales de compresión), en cada nivel de temperatura, calculando:

Por un lado, la resistencia al pandeo de diseño de estos elementos en situación de incendio (según la parte 1-2 del Eurocódigo 3 [4]);

- Por otro lado, las fuerzas internas introducidas en estos elementos en caso de incendio.



Carga mecánica según la combinación de incendios Fuerzas internas Nfi=20°C

Escenarios de incendio Opción de la viga reticular calentada

Opción de «n» elementos de acero por comprobar (barras de cordón, elementos verticales y diagonales)

Cálculo de temperaturas del elemento de acero (§ B.1.1.1)

Elemento i : i,

Cálculo de resistencia de pandeo: Nfi,Rd, (§ B.1.1.2.1)

Cálculo de fuerza interna: Nfi, (§ B.1.1.2.2)

Comprobación de la estabilidad: Nfi,? Nfi,Rd, (§ B.1.1.2)

Fin de la fase de dilatación

Cálculo de desplazamientos

Comprobación de la compatibilidad de desplazamiento

Fin de la comprobación

Modificación en el diseño de la estructura de acero

Modificación en el diseño del elemento divisorio y del elemento de fachada

(*) para todos los escenarios de incendio disponibles

Gráfico 5-19: Diagrama de flujo de aplicación del modelo simple para la fase de expansió

Fase 4: Cálculo de los desplazamientos máximos en la parte superior de los soportes de las columnas de los elementos divisorios y de fachada. Una vez obtenidos estos desplazamientos, es posible comprobar el diseño de compatibilidad de desplazamiento entre el armazón de acero y los muros divisorios.

El diagrama de flujo de la aplicación del modelo simple se recoge en el gráfico 5 -19. Debe considerarse dos situaciones, concretamente:

Compartimiento ante incendios en el centro del edificio de almacén

Compartimiento ante incendios en un extremo del edificio de almacén

5.2.1.1. Compartimiento ante incendios en el centro del edificio del almacén: vano sencillo calentado



Gráfico 5-20: Compartimiento ante incendios en una celda central

Determinación de temperaturas en perfiles de acero:

Debido a la diferencia entre el factor de sección Am/V de los varios perfiles de acero que componen las vigas reticulares, debe calcularse el nivel de temperatura alcanzado en cada tipo de estos elementos.

Deberán calcularse las temperaturas de los elementos de acero según el método simplificado indicado en la parte 1-2 del Eurocódigo 3, en función del tiempo y del factor de sección [4].

El procedimiento de cálculo recogido en el gráfico 5-19 se realiza a continuación teniendo en cuenta sucesivamente las temperaturas calculadas previamente.

El modelo simple se aplica paso a paso hasta el fallo de la viga reticular calentada utilizando las siguientes temperaturas.

Paso	Barras de cordón	Diagonales	Elementos
1	201	265	359
2	258	335	435
3	314	399	496
10	604	661	693
			••••
n			



Comprobación de la resistencia ante incendios de las vigas reticulares calentadas: Fin de la fase de dilatación

El fin de la fase de dilatación tiene lugar cuando uno de los perfiles de acero que componen la viga reticular calentada (elementos de barra de cordón horizontales, elementos verticales o diagonales) falla como resultado del aumento progresivo de las fuerzas internas debido a la tensión axial contra la dilatación térmica inducida por las partes frías de la estructura.

Asimismo para evaluar los desplazamientos máximos que se van a utilizar en el método de diseño es necesario estimar la temperatura alcanzada por los elementos de barra de cordón horizontales en el momento de fallo de la viga reticular. Se evalúa esta temperatura paso a paso comprobando en cada elemento de acero la situación en la que la fuerza interna aplicada al elemento alcanza su resistencia de pandeo de diseño en comprensión, es decir:

Nfi,Nfi,Rd,

donde:

Nfi,Rd,es la resistencia de pandeo de diseño del elemento de acero en situación de incendio, para la temperatura;

Nfi, es la fuerza interna en situación de incendio para la temperatura , que se define como: Nfi,=Nfi,

 $=20^{\circ}C + Nfi, Ecuación 5-18$

donde:

Nfi,=20°C es la fuerza interna en elementos de acero obtenida a temperatura ambiente con la combinación de carga en situación de incendio. Esta fuerza se debe calcular utilizando el código estándar informático de análisis de estructuras;

Nfi,es la fuerza compresiva adicional para la temperatura , debida a la tensión parcial contra la elongación libre de la viga.

La comprobación de la resistencia en el caso de la viga reticular puede limitarse a los siguientes elementos de acero:

Elementos de las barras de cordón inferiores próximos a los extremos del compartimiento ante incendios (es decir, junto a los soportes de las columnas de los muros cortafuegos);

Para cada tipo de perfil de acero utilizado para los elementos verticales, el elemento que es el más cargado a temperatura normal (con una combinación de carga en situación de incendio);

Diagonales cargadas en compresión.

Cálculo de la resistencia de pandeo de perfiles de acero

La resistencia de pandeo de diseño a una temperatura, el Nb,fi,Rd, de un elemento de acero sometido a una compresión axial debería obtenerse de:

Ecuación 5-17

Nb,fi,Rd = fi A ky, fy / M,fi

donde:

fi es el factor de reducción de pandeo flexural en situación de incendio que depende del módulo de esbeltez no-dimensional;

ky, es el factor de reducción del límite elástico del acero a la temperatura .

Para un uso práctico, el coeficiente de pandeo fi puede evaluarse a partir de los valores indicados en la siguiente tabla, según el grado de acero y la relación o índice no-dimensional a temperatura ambiente .

	Grado de	e acero			Grado de	e acero	
	S235	S275	S355		S235	S275	S355
0,2	0,8480	0,8577	0,8725	1,7	0,1520	0,1549	0,1594
0,3	0,7767	0,7897	0,8096	1,8	0,1381	0,1406	0,1445
0,4	0,7054	0,7204	0,7439	1,9	0,1260	0,1282	0,1315
0,5	0,6341	0,6500	0,6752	2	0,1153	0,1172	0,1202
0,6	0,5643	0,5800	0,6050	2,1	0,1060	0,1076	0,1102
0,7	0,4983	0,5127	0,5361	2,2	0,0977	0,0991	0,1014
0,8	0,4378	0,4506	0,4713	2,3	0,0903	0,0916	0,0936
0,9	0,3841	0,3951	0,4128	2,4	0,0837	0,0849	0,0866
1	0,3373	0,3466	0,3641	2,5	0,0778	0,0788	0,0804
1,1	0,2970	0,3048	0,3172	2,6	0,0725	0,0734	0,0749
1,2	0,2626	0,2691	0,2794	2,7	0,0677	0,0686	0,0699
1,3	0,2332	0,2387	0,2473	2,8	0,0634	0,0642	0,0653
1,4	0,2081	0,2127	0,2200	2,9	0,0595	0,0602	0,0612
1,5	0,1865	0,1905	0,1966	3	0,0559	0,0565	0,0575
1,6	0,1680	0,1714	0,1766				

Tabla 5.5: Factor de reducción fi en función de la esbeltez relativa y del grado de acero

La esbeltez no-dimensional a temperatura ambiente viene dada por:

 $\overline{\lambda} = (\lambda/\lambda_1) (\beta_A)^{0.5}$

Ecuación 5-20

donde:

1fi /I es la esbeltez del elemento para el pandeo en torno al eje débil;

lfi es la longitud de pandeo en situación del diseño ante incendios en torno al eje débil;

i es el radio de giro de la sección transversal en torno al eje débil;

A=1 para la clase 1, 2 y sección transversal;

En los elementos de acero que conformen las vigas reticulares, la longitud de pandeo en la situación de diseño ante incendios puede considerarse:

para barras de cordón horizontales: l $_{fi} = 0,7$ l para diagonales l $_{fi} = 0,65$ l

para elementos verticales: $l_{fi} = 0.5 l$

donde l es la longitud del elemento. En barras de cordón horizontales, se recomienda tomar la distancia que separa dos elementos verticales sucesivos.

Cálculo de las fuerzas internas en las vigas reticulares calentadas

Durante la fase de dilatación, el incremento de temperatura conduce a una elongación longitudinal de la viga reticular calentada, lo que tiene como resultado el aumento de las fuerzas internas (fuerzas compresivas adicionales) debido a la tensión axial contra la dilatación térmica inducida por las partes frías de la estructura.

Deben considerarse dos situaciones, concretamente:

Fuerza compresiva adicional en barras de cordón horizontales; Fuerza compresiva adicional en elementos verticales y diagonales;

a) Cálculo de fuerzas internas adicionales en las barras de cordón horizontales

Para comprobar la estabilidad de la viga reticular calentada, y, posteriormente, calcular los desplazamientos horizontales en los extremos del compartimiento ante incendios, es necesario determinar las fuerzas de compresión adicionales introducidas en la barra de cordón inferior y en la superior.

Presupuestos:

Se presupone uniforme la fuerza compresiva a lo largo de las barras de cordón horizontales;

Los modelos tomados de las barras de cordón horizontales de la viga reticular son de vigas isostáticas de soporte simple (gráfico 5-21), combinadas con un alabeo horizontal teniendo en cuenta las partes estructurales frías situadas después de los elementos divisorios. Este alabeo actúa en la dirección horizontal y su rigidez Keq es equivalente a la rigidez horizontal de las partes frías de la estructura. Puesto que la fase estudiada es la fase de dilatación, estos alabeos son de una dirección y dan respuesta a la dilatación térmica



Gráfico 5-21: Viga isostática

Las relaciones estrés-tensión en el acero son bilineales y se derivan de las propiedades mecánicas indicadas en la parte 1-2 del Eurocódigo 3 (gráfico 5-22).



Gráfico 5-22: Relación estrés-tensión en el acero

La tensión restrictiva a la elongación libre de la viga, que desarrollan las partes frías de la estructura, introduce una fuerza compresiva adicional en la barra de cordón inferior, que se puede calcular utilizando la siguiente fórmula:

 $\Delta N_{ml,\theta} = \frac{\alpha L_{b.}(\theta - 20)}{1/K_{eq} + 1/K_{bl}} - \frac{1/K_{b} - 1/K_{bl}}{1/K_{eq} + 1/K_{bl}} N_{el,\theta}$ Ecuación 5-21

donde:

es la temperatura del acero;

es el coeficiente de dilatación térmica lineal (presupuesto en 14.10^{-6}); Lb es el vano sometido al fuego;

Nel, es la resistencia de diseño de la barra de cordón a la temperatura : Nel,=A.fy,;

Keq es la rigidez lateral equivalente de las partes frías de la estructura.

donde Ki es la rigraez lateral del armazón de acero considerado.

Kb y Kbi son la rigidez axial (elástica lineal y no-lineal) de la barra de cordón a la temperatura.

Se definen la rigidez axial Kb y Kbi para la temperatura por medio de:

con:

E y E' son la pendiente de la serie lineal elástica y de la serie elástica no-lineal del acero a la temperatura (consulte el gráfico 5-22) y A es la superficie transversal de la barra de cordón.

Se puede calcular la fuerza compresiva adicional desarrollada en la barra de cordón superior de la viga reticular calentada con:

$$\Delta N_{\text{ms},e} = \frac{\alpha L_{b}(e-20) - \delta_{0}}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} - \frac{1/K_{b} - 1/K_{bi}}{1/K_{eq} + 1/K_{bi}} N_{ei,e}$$

Ecuación 5-22

donde

es el desplazamiento a temperatura por la anterior fuerza de compresión adicional en la barra de cordón inferior.

Se definen la rigidez axial Kb y Kbi para la temperatura por medio de: $\longrightarrow K = A \Sigma$

b) Cálculo de las fuerzas internas adicional en las diagonales de compresión y en los elementos verticales:

Los estudios realizados en base a los cálculos avanzados muestran que las fuerzas internas en las diagonales sometidas a compresión de la viga reticular, siguen siendo aproximadamente constantes a pesar del incremento de temperatura.

Con respecto a los elementos verticales, el incremento de temperatura y la tensión axial restrictiva de la dilatación libre, inducida por las barras de cordón horizontales, crea una baja fuerza compresiva adicional en este tipo de elemento. No obstante, los resultados numéricos nos indican que la inestabilidad de elementos verticales, cuando se produce, siempre es para valores de fuerza compresiva junto a los obtenidos a temperatura normal (con combinación de carga para la situación del incendio).

Partiendo de los comentarios anteriores, los valores de las fuerzas internas calculados a temperatura normal con combinación de carga para la simulación de incendio, pueden utilizarse para comprobar la estabilidad de las diagonales sometidas a compresión y los elementos verticales.

Para estos elementos, las fuerzas compresivas vienen indicadas por:

 $N_{fi,t} = N_{fi,\theta=20^{\circ}C}$ and $\Delta N_{fi,\theta} = 0$

Cálculo de desplazamientos máximos en los extremos de los compartimientos ante incendios

Pueden calcularse los desplazamientos en la parte superior de los soportes de columnas de los elementos divisorios con:

$$\boldsymbol{\delta}_{\text{max,J}} = (\Delta N_{\text{mL}\theta_{\text{C}}} + \Delta N_{\text{ms,}\theta_{\text{C}}}) / K_{\text{I}}$$

donde:

Ki es la rigidez lateral de la parte fría diseñada de la estructura;

 ΔN_{mLe_c} es la fuerza compresiva adicional de la barra de cordón inferior obtenida para la temperatura C (consulte la ecuación 5-20);

es la fuerza compresiva adicional de la barra de cordón superior obtenida para la temperatura C (consulte la ecuación 5-21);

C es la temperatura alcanzada en elementos de barra de cordón horizontales al final de la fase de dilatación.

5.2.1.2. Compartimiento ante incendios en el centro del edificio de almacén: Caso de varios vanos calentados

Con respecto al compartimiento ante incendios con varios vanos, los desplazamientos en la parte superior de los soportes de las columnas del muro divisorio pueden derivarse mediante la superposición y la combinación del caso básico que se presenta en el gráfico 5-20 con valores apropiados de K1 y K2.

Por ejemplo, el desplazamiento en la parte superior de las columnas del muro cortafuegos será igual a la suma del desplazamiento lateral de cada vano calentado, que puede obtenerse

Ecuación 5-24

Ecuación 5-23





Gráfico 5-23: Principio de superposición por desplazamiento

Para conseguir un uso práctico, como alternativa al método de superposición, pueden obtenerse los desplazamientos en los extremos de los compartimientos ante incendios aplicando el caso básico (consulte el párrafo 5.2.1.1) con una celda compuesta de un solo vano calentado (con una longitud total L igual a la suma de todos los vanos calentados) y con valores adecuados de rigidez lateral K1 y K2 (consulte el gráfico 5-24).



Gráfico 5-24: Vano calentado equivalente

5.2.1.3. Compartimiento ante incendios en el extremo del edificio de almacén

En el caso de un compartimiento ante incendios situado en el extremo del edificio de almacén, se pueden calcular los desplazamientos en la parte superior de los soportes de columna de los elementos divisorios y elementos de fachada utilizando las siguientes reglas:

Los desplazamientos en los elementos divisorios pueden obtenerse aplicando el modelo simple presentado en el párrafo 5.2.1.1 al vano del compartimiento ante incendios contiguo al muro cortafuegos, y considerando valores apropiados de rigidez lateral K1 y K2 (consulte el gráfico 5-25). En el caso de un solo vano calentado, el valor de K1 deberá presuponerse en K1 = 0,2 K (siendo K la rigidez lateral del vano a temperatura normal)

Pueden calcularse los desplazamientos en el extremo del edificio de almacén a partir de la siguiente fórmula:

$$\delta_1 = \alpha \sum_{i=1}^{m} l_i \cdot (\theta_c - 20) - \delta_2$$

Ecuación 5-25

donde:

li es la longitud del vano calentado i;

n1 es el número de vanos del compartimiento ante incendios;

c es la temperatura alcanzada en barras de cordón horizontales de viga reticular al final de la fase de dilatación;

es el coeficiente de dilatación térmica lineal (presupuesto en 14.10^{-6}).

5.3. Recomendación de arriostramiento

Se deben poner en práctica recomendaciones de diseño adicionales que permitan el desplome de la estructura de acero en situación de incendio en cualquiera de los lados del muro cortafuegos sin ocasionar daño alguno al muro cortafuegos.



Gráfico 5-25: Desplazamientos en el caso de un compartimiento ante incendios al final del edificio

5.3.1. Muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero

Los requisitos de no-desplome hacia el exterior en la dirección longitudinal (perpendicular a los pórticos de acero) pueden ser satisfechos utilizando los sistemas de arriostramiento apropiados. Concretamente, cada compartimiento debe tener su propio sistema de arriostramiento (consulte el gráfico 5-26). Así pues, habrá que adoptar las siguientes soluciones:

utilizar un sistema de arriostramiento vertical adicional en cada lado del muro cortafuegos. Este sistema de arriostramiento deberá diseñarse para soportar una carga lateral como del 20 % de la carga normal del viento (según la combinación de cargas en situación de incendio) calculado para una zona de tejas "S" limitada a la amplitud de solo un tramo (S = hl);

duplicar el arriostramiento a ambos lados de los muros cortafuegos o proteger contra incendios los sistemas de arriostramiento precedentes.

Sin embargo, estos sistemas de arriostramiento serán compatibles con un diseño a temperatura ambiente de forma que no ocasionen problemas, por ejemplo, la dilatación de juntas.



Gráfico 5-26 Sistemas de arriostramiento en el extremo longitudinal del edificio de almacenamiento

5.3.2. Muro cortafuegos paralelo al armazón de acero

Los sistemas de arriostramiento (verticales entre columnas u horizontales en el tejado) suelen estar normalmente situados en el interior del mismo compartimiento. Cuando los muros cortafuegos están paralelos a los pórticos de acero, es necesario instalar un sistema de arriostramiento adicional (vertical y horizontal en el techo) en cada compartimiento, para que el desplome de la estructura de acero de la celda calentada no produzca una inestabilidad de todo el edificio (gráfico 5-27). Todo sistema de arriostramiento debe ser diseñado para soportar una carga uniforme horizontal tomada como:

$$F 1,19 q$$

$$Donde$$

$$q= G + 0,2 S$$

Ecuación 5-26

Cuando el muro cortafuegos se mezcla con el armazón de acero, los elementos de los sistemas de arriostramiento deben ir fijos a los elementos de acero rígidos implementados para sujetar las correas a cada lado del muro.



Gráfico 5-27 Sistemas de arriostramiento de edificios de almacén

5.4. Estudio casuístico de estructuras reticulares

Como ejemplo de aplicación, los métodos de diseño descritos previamente en el punto 5.1.3 se utilizan a continuación para evaluar los desplazamientos y las fuerzas máximos inducidos en los compartimientos ante incendios de un edificio con armazón de acero reticular durante la fase de expansión y durante la fase de desplome.

5.4.1. Descripción del armazón de acero elegido

Las características de la estructura de acero reticular y las condiciones del límite se recogen en la Tabla 5.6 y en el gráfico Figure 5-28.

No.	Vano	Altura	Elementos	Elementos de Acero			
Vano	(m)	Columna	Columna	Barras de	Vertical	Diagonal	
				cordón			
				Horizontales			
3	30	7,5	HEA		L70x70x7	L100x100x10	
			450	L100x100x10	L50x50x5	L80x80x8	
						L70x70x7	
						L50x50x5	



Gráfico 5-28: Disposición del armazón de acero

5.4.2. Opción de escenarios de incendio

En este estudio, el edificio se divide en tres celdas separadas por muros cortafuegos. Entonces la simetría lleva a considerar sólo dos escenarios de incendio (consulte el gráfico 5-29):

Escenario 1: fuego en la celda externa (celda 1 ó 3); Escenario 2: fuego en la celda central (celda 2);



Gráfico 5-29: Escenarios de incendio en el armazón de acero de estudio

En la tabla 5.7. se muestra la rigidez lateral calculada utilizando software de análisis estructural.

Span number	20000000002	200000000000000000000000000000000000000
Stiffness (N/m)	3538.57	4933.40

Número de vano Rigidez (N/m)

Tabla 5.7: Rigidez lateral de pórticos de acero

5.4.3. Resumen de resultados

Para cada escenario de incendios se determina el desplazamiento (en la fase de expansión) y las fuerzas (en la fase de desplome) utilizando reglas sencillas, método simplificado y simulaciones numéricas (ANSYS). Los resultados principales (desplazamientos y fuerzas) vienen recogidos en la Tabla 5.8 y en la Tabla 5.9 respectivamente.

Los resultados de los métodos sencillos de diseño se comparan con los obtenidos con análisis numérico (ANSYS). Hay una buena correlación entre el modelo numérico y el método simplificado.

Método	Escenario de ir	ncendio 1	Escenario de incendio 2	
	Extremo	Extremo	Extremo	Extremo
	izquierdo	derecho	izquierdo	derecho
Reglas simples	0,225	0,045	0,135	0,135
Métodos simplificados	0,188	0,031	0,105	0,105
Resultados numéricos	0,17	0,026	0,10	0,10

Tabla 5.8: Desplazamientos en la fase de dilatación

Método	Escenario de inc	cendio 1	Escenario de incendio 2	
	Fuerza de	Desplazamie	Fuerza de	Desplazamie
	tracción	nto	tracción (kN)	nto
	(kN)	(m)		(m)
Reglas simples	171,0	0,035	285,0	0,081
Resultados numéricos	141,0	0,03	270,0	0,08

Tabla 5.9: Desplazamientos y fuerzas para la fase de desplome

6. Elementos de fachada, elementos divisores y muros de resistencia contra incendios.

Para minimizar el riesgo para las personas y para evitar cualquier posibilidad de expansión del fuego entre edificios o compartimientos separados entre sí por elementos divisorios, la normativa de seguridad exige, además del grado de resistencia al fuego normalmente exigido en elementos de compartimientos (que depende del uso y altura del edificio), que el fallo localizado de la primera celda en estado de incendio no conduzca al desplome progresivo de la estructura de carga del edificio, y que no suponga el desplome de la estructura hacia el exterior. Estos requisitos implican que el movimiento de la estructura portadora de la carga del edificio

no conduzca al desplome prematuro de las fachadas y los muros divisores. Par alcanzar este objetivo, se debenían poner en práctica recomendaciones de diseño adecuadas.

tras una breve descripción de algunos sistemas que se están utilizando en la actualidad en edificios industriales y de almacén, se sugieren recomendaciones para fachadas y muros divisores, además de una estructura de acero. Estas recomendaciones pretenden evitar con antelación el fallo de elementos y, por lo tanto, evitar los riesgos de desplome progresivo y desplome hacia el exterior.

6.1. Descripción de fachadas y sistemas de muros seleccionados

A continuación se presenta una breve descripción de algún tipo de fachada y de sistemas de muros cortafuegos utilizados en la actualidad para edificios industriales y de almacén:

- Paneles isocompuestos
- Paneles a prueba de incendios
- Muros de armazón con secciones conformadas en frío
- Muros cortafuegos con perfiles laminados en caliente y hormigón de poco peso

6.1.1. Paneles isocompuestos

6.1.1.1. Descripción del producto

Fabricación de paneles tipo sándwich de gran longitud hasta 12 m y una anchura de hasta 1198 mm.

Los aislantes son poliestireno extruido, poliestireno expandido y lana de roca.



Gráfico 6-1: Sistemas isocompuestos

Paneles tipo sándwich para fachadas (Lecson, Lectol, Lectpol). Paneles tipo sándwich para muros divisores cortafuegos (Lecfeu).

	Productos	Productos				
	Lecson	Lecfeu	Lectol	Lecpol		
Anchura	1180 mm	1180 mm	1180 mm	1180 mm		
Espesor de aislante	60, 80, 100, 120	60, 80, 100, 120	60, 80, 100, 120	60, 80, 100, 120		
Longitud	hasta 6 m; Aislamiento fónico en especial	Hasta 6 m Resistencia ignífuga, en especial	Hasta 12 m	Hasta 12 m		
Resistencia	espesor:de2 a	Espesor:2,5 a	Espesor: 2 a	Espesor: 2 a		
de	2,5 m	4	4 m	4 m		
Resistencia	M0 (lana de	M0 (lana de	M1 (EPS)	M1 (PS)		
ignífuga,	roca)	roca)				
Rendimiento	Hasta	Hasta	Hasta	Hasta		
térmico	K=0,34	K=0,27	K=0,26	K=0,26		
Durabilidad (corrosión)	acero galvanizado	y pintado;				

Tabla 6.1 Propiedades de los paneles isocompuestos

6.1.2. Paneles a prueba de incendios

6.1.2.1. Descripción del producto

La alternativa al hormigón en EI30, EI60, EI90 y **EI180.** El núcleo de aislamiento del panel no es combustible según la resistencia ante incendios clase A1. Un espesor de 70 mm responde a EI30 y W60, y un espesor de 100 mm, a EI60 y W90. Un espesor de 120 mm constituye la EI90. Los paneles están disponibles con diferentes diseños y espesores de perfil.



Gráfico 6-2: Panel a prueba de incendios

6.1.2.3. Campo de aplicación

Las características principales permiten una amplia gama de aplicación. Varía entre construcción de muros exteriores e interiores, y la construcción de plantas de ventilación, contenedores de oficina, tejados, techos, cámaras de esmaltado e instalaciones de secado.

6.1.2.4. Comentarios técnicos

Dimensiones

Ancho: 915 mm ó 1100 mm. Anchuras especiales de construcción: entre 500 mm y 1200 mm. Longitud: longitud estándar, la mayoría a 10 m. Espesor: 35, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200 mm. En paneles de series L y V, deben añadirse 2 mm al espesor estándar a causa del diseño de perfil.

Durabilidad (corrosión)

Resistencia clase K III / DIN 55 928 parte 8. Placa exterior e interior: 0,55 mm - 0,75 mm acero galvanizado sendzimir según DIN 17162, revestimiento de poliéster o PVDF. Aislamiento: Placas de fibra mineral en forma de tejido, no-combustible según la clase de resistencia ante incendios A1. Sellante: Par ajuntas de machihembradas según demandas de la clase de resistencia ante incendios. Espesor de acero mayor bajo solicitud. Revestimiento de poliéster de 25 m, PVDF 80/20, Kynar 500 apr. 25 m. Colores en stock: RAL 9002, RAL 9006, RAL 9010. Otros colores según el espectro de color de Pflaum (disponible bajo solicitud). Protección superficial: Los paneles se suministran con una lámina de protección.

Resistencia ante incendios

Comportamientos en el fuego: (espesor/clase) 70mm / EI30; 80mm / EI60; 120mm / EI90; 100mm / EI180

Rendimiento térmico

Valores K: para 35 mm K = 1,19 W/m²K; para 200 mm K = 0,24 W/m²K; Rendimiento acústico Aislamiento sonoro: 35 a 60 mm: 34dB; 70 a 200mm: 35dB;

6.1.3. Muros de armazón con secciones conformadas en frío

6.1.3.1. Descripción del producto

Se introducen las secciones conformadas en frío entre dos planchas de escayola. El espesor, el tamaño y la forma de la sección conformada en frío pueden ser variables.







FFW01

Gráfico 6-3: Secciones conformadas en frío

6.1.3.2. Campo de aplicación

Muros divisores y muros ignífugos.

6.1.3.3. Comentarios técnicos

Dimensiones

FFW01

Canal de acero de 93mm, 1,2mm calibre (CH9312). Revestimiento interno: una capa de escayola de 15mm Lafarge Megadeco. Aislamiento: lana mineral de 50mm, densidad 33kgm³.Peso 26 Kg/m²,

FFC02

Canal de acero de 93mm, 1,2mm calibre (CH9312). Revestimiento interno: una capa de escayola de 15mm Lafarge Megadeco. Revestimiento externo: una capa de Thermal Minerit de 22 mm. Aislamiento: lana mineral de 50mm, densidad 33kgm³.Peso 27 Kg/m²

FFW03

Revestimiento interno: una capa de escayola de 15mm Lafarge Megadeco. Revestimiento tipo sándwich:

Dos capas de 9mm Minerit. Peso 52 Kg/m²,

	Productos					
	FFW01	FFC02	FFW02			
Resistencia	EI30	EI60	EI120			
ante incendios						
Rendimiento	N.A.	K= 0,35	N.A.			
Rendimiento	Aislamiento sonoro	Aislamiento sonoro	Aislamiento sonoro			
acústico	45-n.a dB	45-n.a dB	45-n.a dB			

6.1.4. Muros cortafuegos con perfiles laminados en caliente y hormigón de poco peso



6.1.4.1. Descripción de producto

Gráfico 6-4: Muro doble (izquierda) y muro simple con pernos de fusión (derecha)

El muro está compuesto por una sección de perfil laminado en caliente y paneles de hormigón de peso ligero. Los muros pueden duplicarse totalmente o la estructura de acero puede ser duplicada, produciéndose la conexión a cada lado con uniones de fusión.

6.1.4.2. Campo de aplicación

Muros divisores y muros ignífugos.

6.1.4.3. Comentarios técnicos

Dimensiones

Ancho: 600 mm;

Longitud: 6000 mm máximo (entre dos perfiles);

Resistencia de carga

Se calcula que la malla de acero en el hormigón de peso ligero tenga un arranque de viento de 800 N/m2. esta cantidad de malla de acero podrá modificarse si fuera necesario.

Resistencia ante incendios

La parte de hormigón de la pared para una resistencia de 150 mm puede alcanzar una resistencia de ante incendios de 6 horas.

Pero la resistencia global ante incendios depende del sistema en sí;

Rendimiento térmico

La conductividad térmica Lamba es de 0,15 w/mK;

6.2. Desplazamiento de fachadas y muros cortafuegos

Pueden ser importantes los estudios realizados en base a cálculos avanzados han demostrado que los desplazamientos horizontales de la estructura de soporte de carga de edificios industriales en condiciones ante incendios.

El desplazamiento horizontal puede ascender a varias decenas de centímetros y, por lo tanto, podría conducir al fallo de la fachada o del elemento distribuidor si no resulta lo suficientemente dúctil o no está fijado de forma precisa. Por lo tanto, es importante garantizar que los desplazamientos de la estructura portante de la carga puedan ser absorbidos por un muro divisorio (o una fachada) en contacto con la misma de manera que pueda conservarse la integridad del elemento divisorio. Por consiguiente se indican posteriormente los métodos correspondientes de diseño, fáciles de utilizar y que permiten evaluar estos desplazamientos.

6.3. Recomendación de diseño

Se pueden aplicar las recomendaciones propuestas a continuación a cualquier tipo de muro cortafuegos, como de hormigón ligero, hormigón armado, bloque hueco, láminas de acero con aislante, pladur, ladrillos o construido con cualquier otro material. Sin embargo, el muro cortafuegos debe instalarse de la forma adecuada para siga siendo compatible con los desplazamientos laterales del bastidor de acero en situación de incendio.

El empleo de elementos de fachada no se limita a los edificios para almacén. No obstante, sea cual sea el tipo de fachada, deberán garantizarse su adecuación estructural, su integridad y su compatibilidad con respecto al movimiento del armazón de acero, para que el desplome de estos elementos, si se produjera, sea hacia el interior del edificio. Las fachadas propiamente estables deben quedar proscritas mientras que su movimiento se produzca siempre hacia el exterior como consecuencia del efecto de arqueo térmico. Sólo se utilizarán estas fachadas si su comportamiento se evalúa por el modelo de cálculo avanzado, teniendo en cuenta efectos de segundo orden, o si su estructura portante de carga se encuentra situada en el exterior, protegida así lo suficiente contra el calentamiento, para permanecer estable.

6.3.1. Unión de la fachada y de los elementos divisorios a la estructura de acero

Para evitar el fallo de los elementos divisorios (muros cortafuegos) y de los elementos de fachada por desplazamientos laterales significativos de la estructura de acero, es necesario garantizar que estos elementos quedan sólidamente unidos a la estructura.

Por lo tanto, para evitar cualquier riesgo de desplome de los elementos de fachada hacia el exterior, o el desplome de los elementos divisorios, una solución consistiría en fijar estos elementos con las columnas de la estructura portante de carga por medio de sistemas de unión adecuados. Por ejemplo, las placas de acero horizontales o las correas uniformemente

distribuidas en la altura del edificio, dispuestas en columnas y separadas por una profundidad máxima específica. Este valor máximo será fijado por el fabricante de los muros, y se recomienda un valor máximo de

3 m para su aplicación en muros laterales (bloques de hormigón, ladrillos...) (consulte el gráfico 6-5).

Además, los tornillos utilizados para conectar muros cortafuegos y elementos de fachada a las columnas deben ser diseñadas de manera que resistan a las fuerzas ejercidas por el viento y el peso propio de los elementos divisorios bajo el efecto del desplazamiento lateral inducido por el bastidor de acero del edificio de almacén.



Gráfico 6-5: Detalle de diseño para elementos de separación

6.3.2. Recomendaciones de diseño para estructuras de acero próximas a los elementos de separación

Se deben poner en práctica recomendaciones de diseño adicionales que permitan el desplome de la estructura de acero en situación de incendio en cualquiera de los lados del muro cortafuegos sin ocasionar daño alguno al muro cortafuegos.

Los elementos que podrían dañar los muros (que se encuentren junto a los muros o los atraviesen) quedarán estables con un valor de resistencia al incendio que sea, al menos, igual al de los muros, para desplazar las bisagras de plástico de los muros.

Se puede calcular fácilmente la protección ante incendios aplicada a columnas y vigas con una sección de acero expuesta en las cuatro caras, durante un tiempo de exposición de una hora y un calentamiento limitado a una temperatura de 500° C.

Puede calcularse el espesor de la protección ante incendios aplicada a las vigas reticulares asumiendo: una sección de acero expuesta por las cuatro caras a las barras de cordón inferiores, elementos verticales y diagonales, y tres caras de los cordones superiores, durante una exposición estándar al fuego de una hora, con un calentamiento limitado a 500° C.

6.3.3. Recomendaciones de diseño para sistemas de tejados por encima de los elementos de separación

Para evitar que el desplome de la estructura del tejado junto a los muros cortafuegos llegue a dañar el muro durante el incendio, deben aplicarse algunos detalles de diseño.



Una solución se compone de (consulte el gráfico 6-6 a)):

utilizar correas a ambos lados del muro cortafuegos;

detener el tejado a ambos lados del muro cortafuegos. El tejado que se encuentre junto al muro cortafuegos (parte situada entre las dos correas anteriores) debe diseñarse de manera que sea soportados por el muro. Entonces, el tejado será independiente de un compartimiento a los otros.

y utilizar el tejado con material ignífugo a una anchura de 2,50 m a cada lado del muro;

Otra posibilidad consiste en permitir que el muro supere el tejado hasta una distancia concreta (gráfico 6-6 b).

6.3.4. Recomendaciones de diseño para muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero

En el caso de muros cortafuegos perpendiculares a los pórticos de acero, deberán aplicarse estas recomendaciones de diseño:

Las COLUMNAS que se encuentren en el interior o cerca de un muro deberán estar siempre protegidas contra incendios.

Las VIGAS que cruzan los muros deberán estar protegidas hasta una distancia específica del muro. En el caso de los pórticos de portal, dicha longitud mínima deberá alcanzar los 200 mm, y en estructuras reticulares, una longitud mínima igual a la distancia que separa el muro del primer elemento vertical.

Las CORREAS nunca atraviesan los muros, con lo que no es necesario que estén protegidas contra incendios.
En edificios de almacén con pórticos de acero, deben considerarse varias soluciones de elementos divisorios, concretamente (consulte el gráfico 6-7):

Muro cortafuegos insertado entre las bridas de columnas; Muros cortafuegos fijados a una brida de columnas;

Muro cortafuegos Columna de acero



a) muro cortafuegos insertado entre las bridas de columnas; b) Muros cortafuegos fijados a una brida de las columnas;

Gráfico 6-7: Distribución de los elementos de separación

En los casos comunes, los requisitos ante incendios llevan a aplicar una protección ante incendios en columnas de pórticos de acero (consulte el gráfico 6-8 y el gráfico 6-9).

Además, cuando el muro cortafuegos se introduce entre las bridas de columnas, no es necesaria otra protección ante incendios para las vigas de los pórticos de acero de portal (consulte el gráfico 6-8). Por el contrario, las estructuras de acero reticular junto al muro cortafuegos deben ir protegidas para evitar el posible desorden inducido por el fallo de la viga reticular junto al muro cortafuegos. Por consiguiente, debe aplicarse una protección ante incendios para las vigas reticulares (en barras de cordón horizontales, elementos verticales y diagonales) a ambos lados del muro, en una longitud que sea igual a la distancia que separa el muro del primer elemento vertical (consulte el gráfico 6-8 b).

De forma similar, cuando el muro cortafuegos está construido junto a una brida de columnas, para evitar daños en el muro por el desplome de la viga adyacente al muro cortafuegos, debe utilizarse una protección ante incendios en la viga (al lado del muro):

A una longitud mínima de 200 mm después del límite de pared, en el armazón de acero de portal (consulte el gráfico 6-9 a).

A una longitud mínima igual a la distancia que separa el muro del primer elemento vertical, en el caso de la estructura reticular (consulte el gráfico 6-9 b).



a) Pórticos de acero de portal

b) Estructura de acero reticular

Gráfico 6-8: Protección ante incendios cuando el muro cortafuegos se encuentre insertado entre las columnas con bridas



Gráfico 6-9: Protección ante incendios cuando el muro cortafuegos se encuentre junto a una brida de las columnas

6.3.5. Recomendaciones de diseño para muros cortafuegos paralelos a los pórticos de acero

En el caso de muros cortafuegos paralelos a los pórticos de acero, deberán aplicarse estas recomendaciones de diseño:

Las COLUMNAS que se encuentren en el interior o cerca de un muro deberán estar siempre protegidas contra incendios.

Las VIGAS que se encuentren en el interior o cerca de un muro

deberán estar protegidas contra incendios.

Las CORREAS van a ser transversales a los muros, con lo que es necesario proteger contra incendios las correas continuas (a una

distancia de 200 mm del muro) o diseñar un sistema de correas nocontinuas (consulte el gráfico 6-11).

Se pueden considerar varias soluciones para los elementos divisorios (consulte el gráfico 6-10), concretamente:

- Muro cortafuegos insertado en el armazón de acero;
- Muros cortafuegos al lado y en contacto con el armazón de acero
- Muros cortafuegos entre dos pórticos de acero;



a) Muro cortafuegos en el plano del armazón de acero b) Muros cortafuegos unidos con armazón de acero c) Muros cortafuegos entre dos pórticos de acero

Gráfico 6-10: Distribución de los elementos divisorios

Los requisitos de no-propagación de fuegos y de no-desplome progresivo entre diferentes compartimientos (estabilidad de las partes frías de las estructuras) obligan a aplicar una protección ante incendios en los pórticos de acero (vigas y columnas) junto a los muros cortafuegos (consulte el gráfico 6-11 y el gráfico 6-12).

Cuando la estructura del tejado está formada por vigas reticulares, éstas no pueden permitir la inserción de muro continuo hasta el tejado. Una solución sería subdividir el edificio industrial en dos estructuras independientes, insertando el muro cortafuegos entre éstas. En este caso, no es necesaria protección ante incendios alguna para la estructura que se encuentra junto a los elementos divisorios (consulte el gráfico 6-12b).

Los elementos de acero que atraviesen un muro cortafuegos no deberán afectar al rendimiento ante incendios del muro (estabilidad, cualidades de aislamiento térmico...). Así pues, es necesario considerar soluciones de diseño para que el desplome de la estructura de tejado más próxima al muro cortafuegos no provoque al fallo del muro.

Como ejemplo, existe una solución para los pórticos de acero de portal:

Cuando el muro cortafuegos esté insertado en el armazón de acero, poner en el interior de éste elementos de acero rígidos fijos en las vigas para sujetar las correas;

En el caso de correas continuas, poner a ambos lados del muro una protección ante incendios para éstas, a una longitud mínima de 200 mm después del muro.

Se puede calcular fácilmente la protección ante incendios presuponiendo una sección de acero expuesta en cuatro caras, durante un tiempo de exposición estándar de una hora y un calentamiento limitado a una temperatura de 500° C. De hecho el objetivo de esta protección ante incendios no es otro que alejar de `la pared la rótula plástica que se formará a una temperatura elevada.



a) Muro cortafuegos insertado en el armazón de acero) Muros cortafuegos unidos con el armazón de acero

Gráfico 6-11: Detalles de diseño del armazón de acero de portal junto al muro cortafuegos

Para estructuras de acero reticular con un muro cortafuegos al lado del armazón de acero, una solución sería:

Cuando la estructura del tejado está compuesta por correas, protegiendo correas y contrafuertes junto al muro hasta una longitud mínima correspondiente con la distancia desde el muro al contrafuerte/correa de unión (consulte el gráfico 6-12 a).

Cuando la estructura del tejado esté compuesta por vigas reticulares, deberá aplicarse una protección ante incendios a vigas, situadas a un lado del distancia viga. Muro, hasta una longitud mínima correspondiente desde el muro hasta los primeros elementos verticale

El espesor de la protección ante incendios aplicada a la viga reticular puede calcularse presuponiendo una sección de acero expuesta por las cuatro caras a las barras de cordón inferiores, elementos verticales y diagonales, y tres caras en el caso de los cordones superiores durante una exposición estándar al fuego de una hora, con un calentamiento limitado a 500° C.

Todos los elementos de soporte de carga a ambos lados del muro deben ser capaces de dilatarse y desplazarse de sus soportes sin dar lugar a daño alguno en el muro. Si el muro cortafuegos no es capaz de soportar por sí solo fuerzas inducidas por la elongación térmica de estos miembros, deben tomarse soluciones de diseño para que estos miembros entren en contacto con el muro, creando un soporte adecuado para el muro cortafuegos.



c) muros cortafuegos entre dos pórticos de acero independientes b) Muro cortafuegos unido con el armazón de acero

Gráfico 6-12: Detalles de diseño del armazón de acero reticular junto al muro cortafuegos

Cuando el muro cortafuegos se encuentra situado entre dos pórticos de acero, este muro sólo soporta una carga en situación normal por las presiones o depresiones debidas al viento. No obstante, en el caso de incendio, la deflexión de la estructura de acero en un lado u otro del muro, generará cargas verticales en este muro. Como consecuencia, este muro deberá ser diseñado para la situación de incendio, teniendo en cuenta estas cargas adicionales.

7. Conclusiones

En el anterior proyecto de investigación del RFCS, con la ayuda de modelos numéricos avanzados, se han llevado a cabo estudios paramétricos para evaluar el comportamiento estructural (modo de fallo, desplazamiento...) de edificios de una sola planta con estructura de acero en situación de incendio. En estos estudios, se han tenido en cuenta los parámetros principales susceptibles de afectar el rendimiento antiincendio de dos tipos de estructuras de acero, como el vano o luz de los pórticos, la altura de las columnas, el número de vanos o luces, la ubicación del fuego, la posición de los muros cortafuegos, etc.

Basándose en los resultados numéricos correspondientes, se han propuesto métodos de cálculo simplificados:

- Por una parte, comprobar la estabilidad de las partes frías de la estructura bajo el efecto del desplome de la parte calentada de la estructura, y

- Por otra parte, evaluar los desplazamientos máximos desarrollados en los extremos del compartimiento ante incendios.

Estos métodos abarcan dos tipos de estructuras de acero, concretamente:

- Pórticos de acero de portal con sección transversal en perfiles estándar laminados en caliente en H o I.

- Pórticos de acero que forman las vigas reticulares con columnas en perfiles estándar laminados en caliente en H o I.

Se ha demostrado, mediante una comparativa con los resultados numéricos, que los métodos de cálculo propuestos permiten, con bastante precisión, una evaluación segura de las fuerzas

inducidas por el comportamiento de las partes de la estructura calentadas y de los desplazamientos en los extremos del compartimiento ante incendios.

El presente documento ha explicado detalladamente la base de la normativa sencilla de diseño desarrollada, su validez comparando los cálculos avanzados, y los principios fundamentales de los detalles de construcción propuestos, no sólo en los principales pórticos de acero de edificios de una sola planta, sino también en muros divisorios y elementos de fachada. Para finalizar, se facilita una breve descripción del software de diseño, de fácil manejo, para facilitar su aplicación por parte de los ingenieros en el diseño ante incendios de edificios de almacenes con estructura de acero.

8. Ejemplos de trabajo

8.1 Ejemplo 1

8.2 Ejemplo 2

8.3 Ejemplo 3

Bibliografía

[1] RFCS Research: Fire safety of industrial halls and low-rise buildings: realistic fire design, active safety measures, post-local failure simulation and performance based equirements, ARcelor Profile Luxembourg, Corus, CTICM, Aceralia, Directorate- General for research, Research Fund for Coal and Steel Unit, Luxembourg, 2007.

[2] RFCS Research: Fire safety of industrial hall, Design Guide, Arcelor Mittal, CTICM, Labein tecnalia, ULG, Directorate-General for research, Research Fund for Coal and Steel Unit, RFS2-CR-2007-00032, Luxembourg, 2007.

[3] VERNIER, J.-M. (1985). *Optimisation des charpentes d'acier en portiques*. Talence: Université de Bordeaux I, Laboratoire de Génie Civil.

[4] XP ENV 1993-1-2 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document

d'Application Nationale – Partie 1-2 : Règles générales – calcul du comportement au feu.

[5] LENAS – Logiciel de simulation du comportement mécanique des structures

métalliques soumises à un incendie – Article de la Revue Construction Métallique n°3 – 1999.

[6] N. AYME et D. JOYEUX, "Méthode de vérification du comportement au feu d'entrepôts en acier", revue Construction Métallique, n°1,2005.

[7] N. AYME et D. JOYEUX, "Guide d'application d'une méthode de vérification du comportement au feu de la structure d'entrepôt suivant l'arrêté du 5 août 2002", CTICM, INSI - 04/277 - NA/PB, 2004.

[8] XP ENV 1993-1-2 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale – Partie 1-2 : Règles générales – calcul du comportement au feu.
[9] ANSYS, "ANSYS User's Manual for Revision 8.0 – Volume IV – Theory", Swanson Analysis SYSTEM, INC., Houston USA, 1992.

[10] O. VASSART, L-G. CAJOT, B. ZHAO, J. DE LA QUINTANA, J. MARTINEZ DE ARAGON, A. GRIFFIN, "Fire Safety of Industrial Halls and Low-rise Buildings : Realistic Fire Design, Active Safety Measures, Post-local failure simulation and Performance Based Requirements", ECSC Research 7210-PA/PB/PC/PD/378.

[11] O'MEAGHER, AJ, BENNETTS, ID, DAYAWANSA, PH AND THOMAS, IR, "Design of Single Storey Industrial Buildings for Fire Resistance", Journal of the Australian institute of Steel Construction, Vol. 26, n°2, May 1992. [12] O'MEAGHER, AJ, BENNETTS, ID, DAYAWANSA, PH AND THOMAS, IR, "Fire protection of steel framing" AUBRCC Research project AP25 BHP Research & New Technology, BHPRML/CM7/90/001, December 1990.

[13] NFPA 221, "Standard for Fire Walls and Fire Barrier Walls", 2000.

[14] SAFIR Software, "A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire", Université de Liège, Département Structures du Génie Civil, Service Ponts et Charpentes; 2000.

[15] K. PILLANT, J-P MUZEAU, O. VASSART, "Etude par éléments finis de la sécurité au feu des halls de stockage" CUST, Département Génie Civil; 2004

[16] P. HONORE, P. SPEHL, E. SCHMIT, O. VASSART, "Quantification de

l'effondrement en cas d'incendie, d'une structure métallique sur les compartiments au feu voisins, pour un bâtiment d'un seul niveau" Université Libre de Bruxelles, Faculté des Sciences Appliquées; 2005.

[17] ITM-CL 501.1 : Prescriptions de sécurité incendie ; Dispositions générales ; Bâtiments moyens ; Inspection du Travail et des Mines - Département Sécurité et Santé.

[18] EC-3 prEN 1993-1-2, European Prestandard Draft, Eurocode 3 : "Design of steel structures",
 Part 1.2 : Structural fire design, European Committee for Standardisation
 CEN, Brussels (2001)

[19] ISO 894-1, Fire-resistance tets – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements, ISO (International Organisation for Standardisation), Geneva

[20] J.B. Schleich, L-G. Cajot, J. Kruppa, D. Talamona, W. Azpiazu, J. Unanue, L. Twilt, J. Fellinger, R-J. Van Foeken, J-M. Franssen, "Bucking curves of hot rolled H steel sections submitted to fire", ECSC Research 7210-SA/316/515/618/931, Final report EUR 18380 EN, Luxembourg, (1995)

[21] XP ENV 1993-1-1 - Eurocode 3 "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale – Partie 1-1 : Règles générales.