

**RESISTENCIA A FUEGO
DE FORJADOS MIXTOS
PARCIALMENTE
PROTEGIDOS (FRACOF)
GUIA DE DISEÑO**

Contenidos

	Pág.
1.1 Normativa nacional del Reino Unido	3
1.2 Normativa francesa	3
2.1 Seguridad ante incendio	5
2.2 Tipo de estructura	5
2.3 Zonas de diseño de los forjados	9
2.4 Combinaciones de acciones	10
2.5 Exposición al fuego	12
3.1 Zonas de cálculo de los forjados	16
3.2 Forjado y vigas	17
3.3 Detalles de la armadura	21
3.4 Diseño de las vigas de extremo no mixtas	25
3.5 Pilares	25
3.6 Uniones	26
3.7 Estabilidad general del edificio	29
4.1 Vigas sobre muros resistentes al fuego	31
4.2 Estabilidad	32
4.3 Integridad y aislamiento	33
5.1 Diseño del forjado colaborante en situación de fuego	39
5.2 Detalles de la armadura	48
5.3 Diseño a fuego de las vigas perimetrales	49
5.4 Protección ante incendio para los pilares	49

RESUMEN

Los ensayos de incendios a grande escala realizados en numerosos países y las observaciones de incendios reales han demostrado que el comportamiento de forjados colaborantes en los edificios de varias plantas es notablemente mejor que lo que indican los ensayos en elementos aislados.

Esta publicación presenta información acerca de la aplicación de un método simplificado, implementado en el software FRACOF, que fue desarrollado como consecuencia de observaciones y del análisis de una serie de ensayos a grande escala llevados a cabo en los laboratorios de BRE en Cardington (Reino Unido) durante 1995 y 1996. Las recomendaciones son conservadoras y están limitadas a estructuras similares a las ensayadas, es decir, estructuras de acero intraslacionales con forjados de chapa colaborante. La guía ofrece información acerca del comportamiento global del edificio y permite al calculista identificar los miembros que no requieren protección ante incendio, manteniendo un nivel de seguridad similar al que se obtendría con los métodos de cálculo tradicionales.

En reconocimiento al hecho de que muchos ingenieros emplean el fuego natural en sus cálculos, la guía incluye un modelo para el fuego natural así como el modelo para el fuego estándar, ambos expresados en forma de la curva temperatura-tiempo en el Eurocódigo 1.

Aparte de las recomendaciones de cálculo, esta guía incluye un documento en el que se explica la teoría en la que se basa el método. Este documento incluye detalles sobre los ensayos y los análisis con métodos de elementos finitos llevados a cabo como parte del proyecto FRACOF, así como información sobre los ensayos realizados en Cardington en edificios de ocho alturas. El documento teórico que acompaña a esta guía ayudará al usuario a comprender las bases de las recomendaciones de cálculo ofrecidas en este libro.

1 INTRODUCCIÓN

Las recomendaciones de cálculo que se ofrecen en esta guía están basadas en el comportamiento de los forjados de chapa colaborante, derivadas de incendios reales en edificios y de ensayos de incendios a grande escala^(1,2,3). Estas recomendaciones son conservadoras para el cálculo ante incendio y pueden considerarse equivalentes a los métodos avanzados de los Eurocódigos.

Los elementos de la estructura de los edificios de varias plantas deben tener cierta resistencia ante incendio según las normativas nacionales. La resistencia ante incendio puede determinarse en base al comportamiento de los elementos en ensayos estándar o en base a los cálculos de acuerdo con normativas reconocidas, principalmente EN1991-1-2⁽⁴⁾, EN 1993-1-2⁽⁵⁾ y EN 1994-1-2⁽⁶⁾. En ensayos a fuego, se puede esperar alcanzar una resistencia a fuego de 15 a 20 minutos para secciones en I o H, aisladas y sin protección. Por lo tanto es típico proteger las vigas y los pilares de acero utilizando paneles, proyecciones de mortero o pintura intumescente, o en edificios con forjados integrados a base de integrar los elementos estructurales con el propio forjado.

Los ensayos a grande escala de fuegos naturales desarrollados en numerosos países han demostrado que el comportamiento ante incendio de los forjados de chapa colaborante con elementos de acero sin proteger es muy superior a los resultados obtenidos en ensayos estándar practicados en elementos aislados. Las observaciones de incendios reales indican que la cantidad de protección que se aplica a los elementos de acero puede ser excesiva en algunos casos. Los ensayos de Cardington proporcionaron la oportunidad de examinar el comportamiento de una estructura real en fuego y evaluar la resistencia ante incendio de estructuras mixtas sin proteger en condiciones realistas.

Dado que las recomendaciones que se proporcionan en esta guía están relacionadas con el fuego general en un sector de incendio, estas son de aplicación en situaciones de fuego estándar, como demuestran los ensayos a escala real llevados a cabo como parte del proyecto FRACOF. Esto supone una ventaja considerable para los ingenieros responsables del cálculo de la resistencia ante incendio de edificios de acero de varias plantas.

En los casos en los que la normativa nacional permite la aplicación del diseño basado en prestaciones, esta guía puede ser de utilidad para demostrar la resistencia ante incendio de la estructura sin necesidad de aplicar protección. En algunos países es necesario acordar con las autoridades responsables el uso de este tipo de herramientas.

Las recomendaciones que se presentan en esta publicación pueden considerarse una extensión de la ingeniería del fuego en el área del comportamiento estructural, desarrollando el concepto del diseño de seguridad ante incendio. La intención de esta guía es que los diseños llevados a cabo de acuerdo con estas recomendaciones alcanzarán como mínimo los requisitos de las normativas nacionales y supondrán cierta reducción de costes en la construcción del edificio.

Esta publicación ofrece dos modelos: uno para la curva de fuego estándar (ISO) y otra para el modelo de fuego natural. El fuego natural se define en FRACOF mediante la curva paramétrica temperatura-tiempo, según se detalla en la norma EN1991-1-2. Esta curva tiene en cuenta la influencia del tamaño del sector de incendio, el tamaño de las aperturas y la cantidad de combustible. Otra alternativa al utilizar el software FRACOF es que la curva temperatura-tiempo sea introducida en un archivo texto, lo cual permite emplear también otros modelos de fuego.

Las recomendaciones que se dan en esta guía son aplicables a estructuras mixtas de acero y hormigón, similares al edificio de ocho plantas ensayado en Cardington, véase la Figura 1.1 y la Figura 1.2

Esta guía complementa el software FRACOF, que se puede encontrar en [add web site](#).

Comentario [MEB1]: Arcelor Mittal to advise.



Figura 1.1 Edificio ensayado en Cardington, previo a hormigonar



Figura 1.2 Estructura de acero sin proteger

1.1 Normativa nacional del Reino Unido

Las “Building Regulations” en Inglaterra y Gales pasaron de ser un código prescriptivo a ser un código basado en prestaciones en 1991. Los requisitos establecidos por la ley establecen que “El edificio debe ser diseñado y construido de manera que en caso de incendio la estabilidad se conserve durante un periodo de tiempo razonable.” El “Approved Document B”⁽⁸⁾ proporciona la documentación básica en referencia al requisito de ley y establece que “un método de ingeniería de fuego, que considere la globalidad de la seguridad en caso de incendio, es una alternativa a la seguridad ante incendio.”

Las normativas en Escocia y en Irlanda del Norte han sido modificadas recientemente, y de manera similar al “Approved Document B”, se basan en el criterio de “razonable” y permiten el uso de la ingeniería de fuego.

1.2 Normativa francesa

La normativa francesa introdujo requisitos basados en prestaciones en el año 2004 e incluye también requisitos prescriptivos. La ley establece que la estructura del edificio deberá ser diseñada y construida de manera que en caso de incendio, su estabilidad se mantendrá durante periodo de tiempo igual al del escenario de incendio real. La orden ministerial del 21 de marzo del año 2004 proporciona recomendaciones respecto a los requisitos de ley y establece que los métodos desarrollados en la ingeniería de seguridad ante incendio, que consideran el concepto de fuego natural, constituyen una alternativa apropiada para la seguridad ante incendio, siempre y cuando:

- el escenario de incendio sea aprobado por la comisión de seguridad ante incendio;

- el análisis de la seguridad ante incendio sea comprobado por un laboratorio acreditado a tal efecto;
- las condiciones del uso del edificio estén recogidas por escrito.

2 BASES DE CÁLCULO

Esta sección ofrece una revisión de los principios de cálculo y los supuestos en los que el desarrollo del método simplificado está basado. El documento teórico de FRACOF⁽⁷⁾ incluye información más detallada a este respecto. En esta sección también se especifica el tipo de estructuras a las que este método es aplicable.

La asistencia que se ofrece en esta guía está basada en el análisis de los resultados de los ensayos a fuego, a temperatura ambiente y los análisis con métodos de elementos finitos.

2.1 Seguridad ante incendio

Las recomendaciones de diseño que se proporcionan con el uso del método de cálculo simplificado, han sido desarrolladas de manera que los siguientes requerimientos fundamentales de la seguridad ante incendio sean satisfechos:

- La seguridad de la vida de los ocupantes, servicios de emergencias y otros en los alrededores del edificio no debe correr mayor riesgo que según la práctica actual.
- En la planta donde el fuego se desarrolle, la compartimentación no debe fallar a causa de deformaciones excesivas, es decir el fuego debe ser contenido en el sector de incendio en el que se originó y no debe esparcirse ni horizontal ni verticalmente.

2.2 Tipo de estructura

La asistencia de diseño que se proporciona en el método simplificado sólo es de aplicación a edificios de acero con vigas y forjados mixtos de acero y hormigón, con las siguientes características:

- estructuras arriostradas intraslacionales,
- estructuras con uniones articuladas,
- forjados colaborantes, formados por una chapa de acero, una única capa de armadura y hormigón normal o aligerado, diseñado de acuerdo con la norma EN1994-1-1⁽⁹⁾,
- vigas mixtas diseñadas para que trabajen conjuntamente con el forjado colaborante, diseñadas de acuerdo con los requisitos de la norma EN 1994-1-1.

Las recomendaciones no son de aplicación cuando:

- los forjados están contruidos con losas de hormigón prefabricado,
- las vigas interiores no están diseñadas para que el acero y el hormigón trabajen conjuntamente (las vigas en los extremos de los forjados no tienen porque ser mixtas),

- las vigas tienen agujeros para el paso de instalaciones.

2.2.1 Modelos de uniones articuladas

Los modelos de uniones adoptados en el desarrollo del modelo, presumen que los momentos flectores no son transmitidos al pilar a través de la unión. Es decir son uniones articuladas.

Las siguientes uniones entre viga y pilar constituyen uniones articuladas:

- Uniones con chapa de borde simple (Figura 2.1)
- Uniones con cartela (Figura 2.2)
- Uniones con angulares dobles atornillados al alma de la viga (Figura 2.3)

La sección 3.6 proporciona información adicional sobre el cálculo de los componentes de las uniones articuladas.

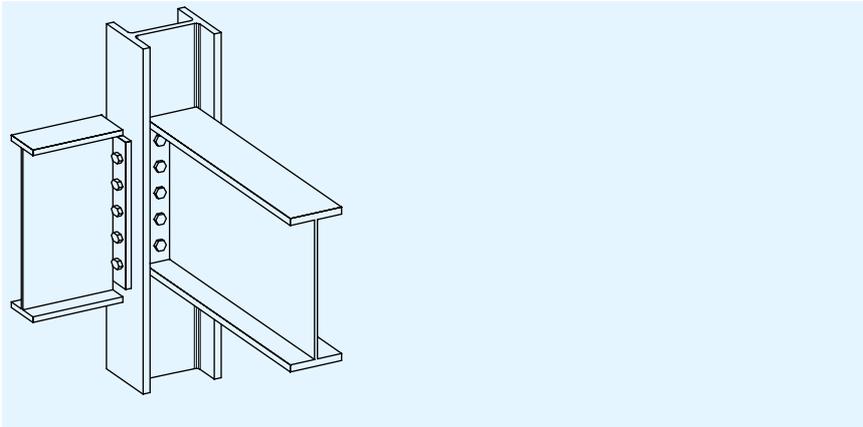


Figura 2.1 Ejemplo de una unión articulada usando una chapa de borde simple

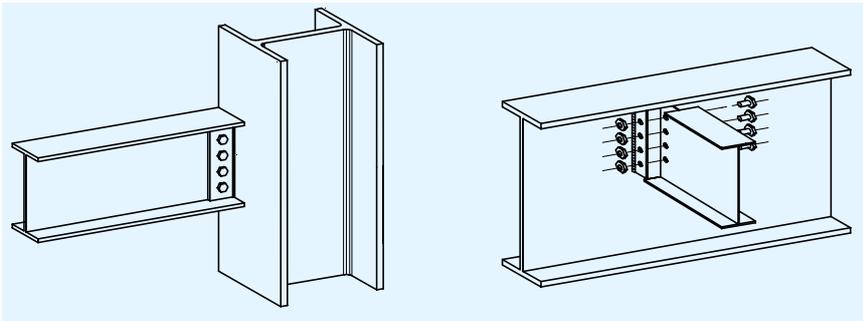


Figura 2.2 Ejemplos de uniones articuladas usando cartelas

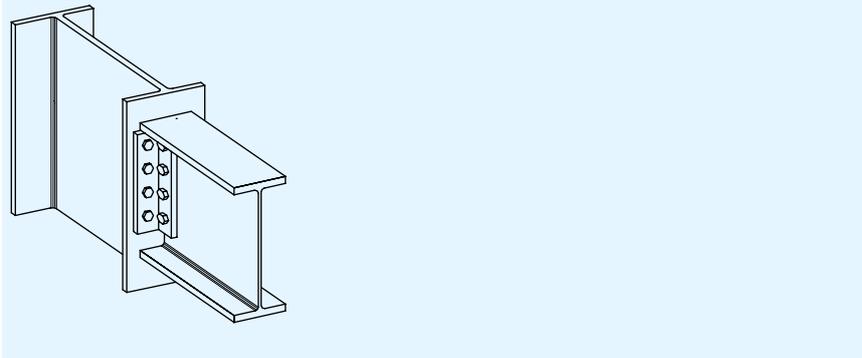


Figura 2.3 Ejemplo de una unión articulada con angulares dobles atornillados al alma de la viga

2.2.2 Forjados y vigas

Las recomendaciones de diseño que se proporcionan en esta guía son de aplicación a perfiles de acero laminados, de hasta 80 mm de profundidad, con profundidades de hormigón sobre la chapa de acero de entre 60 y 90 mm. La resistencia de la chapa de acero se ignora en el método de resistencia a fuego pero su presencia previene que el hormigón se desconche en la parte baja del forjado. Este tipo de construcción de forjados está ilustrado en la Figura 2.4.

El método de cálculo puede utilizarse tanto con mallazo isotrópico como ortotrópico, es decir, mallazos con la misma cantidad de armadura en las dos direcciones perpendiculares. El grado del acero empleado en la armadura debe ser especificado de acuerdo con la norma EN10080. Debido a que el método de cálculo requiere la utilización de una armadura dúctil, para poder soportar las deformaciones, la armadura debe ser de clase B ó C. El software FRACOF sólo acepta mallazos soldados, y no puede introducirse más de una capa de armadura. No es necesario incluir armadura en los nervios de la chapa del forjado colaborante.

El software incluye mallazos de armadura de las series A y B, tal y como se definen en la normativa británica^(11,12) (véase la Tabla 2.1) y una serie de mallazos definidos en la normativa francesa^(13,14) (véase la Tabla 2.2), utilizados frecuentemente en la construcción en Francia. El usuario también puede definir su propio mallazo.

Tabla 2.1 Mallazos definidos en la BS 4483⁽¹¹⁾

Referencia de mallazo	Tamaño de mallazo (mm)	Peso (kg/m ²)	Barras longitudinales		Barras transversales	
			ϕ (mm)	Sección (mm ² /m)	ϕ (mm)	Sección (mm ² /m)
A142	200x200	2.22	6	142	6	142
A193	200x200	3.02	7	193	7	193
A252	200x200	3.95	8	252	8	252
A393	200x200	6.16	10	393	10	393
B196	100x200	3.05	5	196	7	193
B283	100x200	3.73	6	283	7	193
B385	100x200	4.53	7	385	7	193
B503	100x200	5.93	8	503	8	252

Tabla 2.2 Mallazos utilizados en la construcción en Francia

Referencia de mallazo	Tamaño de mallazo (mm)	Peso (kg/m ²)	Barras longitudinales		Barras transversales	
			ϕ (mm)	Sección (mm ² /m)	ϕ (mm)	Sección (mm ² /m)
ST 20	150x300	2.487	6	189	7	128
ST 25	150x300	3.020	7	257	7	128
ST 30	100x300	3.226	6	283	7	128
ST 35	100x300	6.16	7	385	7	128
ST 50	100x300	3.05	8	503	8	168
ST 60	100x300	3.73	9	636	9	254
ST 15 C	200x200	2.22	6	142	6	142
ST 25 C	150x150	4.03	7	257	7	257
ST 40 C	100x100	6.04	7	385	7	385
ST 50 C	100x100	7.90	8	503	8	503
ST 60 C	100x100	9.98	9	636	9	636

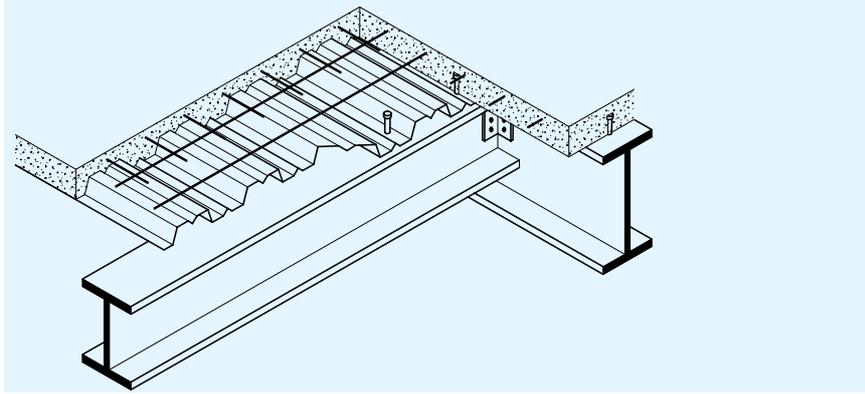


Figura 2.4 Disposición típica del forjado colaborante

Es importante especificar el tamaño de la viga, ya que este influye en el comportamiento a fuego del forjado. El diseñador debe conocer los detalles de la sección de acero, el grado de acero y el grado de conexión total a cortante disponible en cada viga del forjado. El software FRACOF permite al usuario elegir las secciones de un listado de secciones en H e I, disponibles en el Reino Unido, Europa y América.

2.3 Zonas de diseño de los forjados

El método de cálculo precisa que el diseñador divida el forjado en varias zonas, como se muestra en la Figura 2.5. Las vigas perimetrales de cada una de estas zonas deben diseñarse de manera que proporcionen la resistencia a fuego que requiere el forjado, y por lo tanto es común que estén protegidas.

Las zonas de diseño de los forjados deben cumplir las siguientes condiciones:

- Cada zona debe ser rectangular;
- Cada zona debe estar rodeada por vigas en sus cuatro lados.
- Todas las vigas de cada zona deben estar posicionadas en una única dirección.
- No debe haber ningún pilar dentro de una zona; éstos pueden estar situados en el perímetro de la zona.
- Para periodos de resistencia a fuego superiores a 60 minutos, o cuando se emplee la curva paramétrica, todos los pilares deben estar arriostrados al menos por una viga protegida en cada dirección.

Todas las vigas internas de una misma zona pueden permanecer sin protección, siempre y cuando la resistencia a fuego de cada zona sea adecuada según el software FRACOF. El tamaño y la distancia entre las vigas desprotegidas no son parámetros críticos en el comportamiento estructural ante incendio.

La Figura 2.5 muestra un ejemplo de una zona de un forjado.

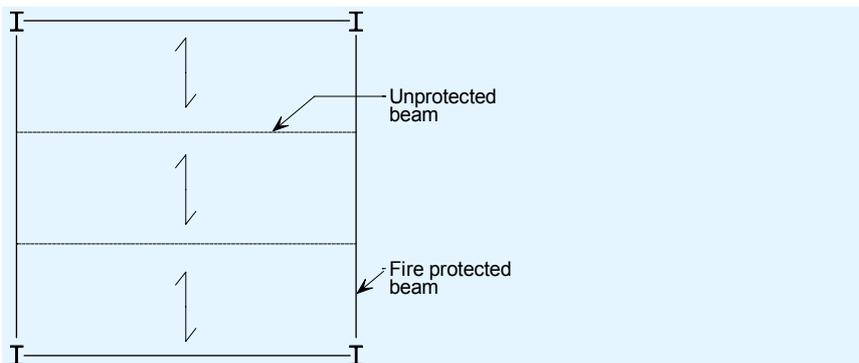


Figura 2.5 Ejemplo de una zona de diseño

Unprotected beam <Viga desprotegida>

Fire protected beam <Viga protegida>

2.4 Combinaciones de acciones

Las combinaciones de acciones para situaciones de diseño accidentales vienen dadas en la sección 6.4.3.3 y en la Tabla A1.3 de la norma EN 1990⁽¹⁵⁾. Estas combinaciones deben usarse para la verificación del estado límite último de fuego. Bajo el efecto de las acciones permanentes únicamente desfavorables y sin la presencia de acciones de pretensado, la combinación de acciones que debe considerarse es:

$$\sum G_{k,j,\text{sup}} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j,\text{sup}}$	es la acción permanente desfavorable
A_d	es la acción accidental
$Q_{k,1}$ y $Q_{k,i}$	son las acciones variables de acompañamiento, principal y "otras" respectivamente
$\psi_{1,1}$	es el factor para el cálculo del valor frecuente de la acción variable principal
$\psi_{2,i}$	es el factor para el valor quasi-permanente de la i -ésima acción variable

La elección de $\psi_{1,1}$ ó $\psi_{2,1}$ con $Q_{k,1}$ se especifica en el Anejo Nacional correspondiente. Se debe consultar el Anejo Nacional del país en el que en el que el edificio se vaya a construir.

Los valores de ψ varían en función del tipo de acción variable. Los valores recomendados por el Eurocódigo se pueden encontrar en la Tabla A1.1 de la EN 1990. Dichos valores pueden ser corroborados o modificados en el Anejo Nacional correspondiente. Los valores que se deben utilizar en el Reino Unido y en Francia se pueden consultar en la Tabla 2.3. Para forjados en los que las

cargas estén uniformemente distribuidas, la cláusula 6.3.1.2(8) de la EN 1991-1-1⁽¹⁶⁾ establece el uso de las siguientes cargas:

Particiones móviles con peso propio $\leq 1,0$ kN/m lineal: $q_k = 0,5$ kN/m²

Particiones móviles con peso propio $\leq 2,0$ kN/m lineal: $q_k = 0,8$ kN/m²

Particiones móviles con peso propio $\leq 3,0$ kN/m lineal: $q_k = 1,2$ kN/m².

Particiones móviles con peso propio mayor que 3.0 kN/m lineal deben tenerse en cuenta separadamente, considerando su posición.

Los valores recomendados en el Eurocódigo para las cargas variables sobre forjados vienen dados en la Tabla 6.2 de la EN 1991-1-1; dichos valores también pueden ser modificados por el Anejo Nacional. La Tabla 2.4 presenta los valores recomendados en el Eurocódigo así como los valores indicados en los Anejos Nacionales del Reino Unido y Francia para las cargas variables en forjados de oficinas.

Tabla 2.3 Valores del factor ψ

Acciones	Valores recomendados en el Eurocódigo		Valores del Anejo Nacional del Reino Unido		Valores del Anejo Nacional francés	
	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
Zonas domesticas, oficinas y zonas de trafico en las que: $30 \text{ kN} < \text{peso por vehiculo} \leq 160 \text{ kN}$	0.5	0.3	0.5	0.3	0.5	0.3
Zonas de almacenamiento	0.9	0.8	0.9	0.8	0.9	0.8
Otros*	0.7	0.6	0.7	0.6	0.7	0.6

* Las acciones climáticas no están incluidas

Tabla 2.4 Acciones variables en forjados de oficinas

Categoría de la zona cargada	Valores recomendados en el Eurocódigo		Valores del Anejo Nacional del Reino Unido		Valores del Anejo Nacional francés	
	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
B – Zonas de oficina	3.0	4.5	2.5* o 3.0**	2.7	3.5 – 5.0	15.0

* Por encima de la planta baja

** En o por debajo de la planta baja

2.5 Exposición al fuego

Las recomendaciones del método de cálculo simplificado pueden ser aplicadas a edificios en los cuales los elementos estructurales se consideran expuestos a la curva ISO temperatura-tiempo o a la curva paramétrica temperatura-tiempo, ambas definidas en la EN 1991-1-2. También se pueden utilizar métodos avanzados para obtener la curva temperatura-tiempo del fuego natural. La curva resultante puede introducirse al software FRACOF en forma de un archivo de texto.

En cualquier caso, las provisiones de las normativas nacionales respecto a las salidas de evacuación deben cumplirse.

2.5.1 Resistencia a fuego

Los ensayos de Cardington se llevaron a cabo utilizando tanto fuegos reales (naturales) como fuegos de gas. Los ensayos no desarrollaron la curva ISO temperatura-tiempo que se describe en las normativas nacionales para modelizar los tiempos de resistencia a fuego, por lo que la temperatura de cálculo debe obtenerse mediante un análisis térmico.

La Tabla 2.5 y la Tabla 2.6 muestran los periodos de resistencia a fuego recomendados en las normativas nacionales para los elementos constructivos de varios tipos de edificación. Los elementos estructurales de la mayoría de los edificios de dos alturas requieren 30 minutos de resistencia al fuego y para los edificios de entre 3 y 5 plantas se requieren 60 minutos de resistencia a fuego.

Las recomendaciones que se dan a continuación son de aplicación en edificios en los que los elementos estructurales requieren una resistencia a fuego de hasta 120 minutos. La adopción de dichas recomendaciones es suficiente para garantizar el periodo de resistencia a fuego requerido en los edificios metálicos de forjado colaborante, sometidos a la curva ISO temperatura-tiempo⁽¹⁾.

Todos los edificios de acero con forjados colaborantes pueden alcanzar una resistencia a fuego de al menos 15 minutos sin protección alguna, por lo que para este caso no se dan recomendaciones específicas.

Tabla 2.5 Resumen de los requisitos de resistencia a fuego según el “Approved Document B” en Inglaterra y Gales

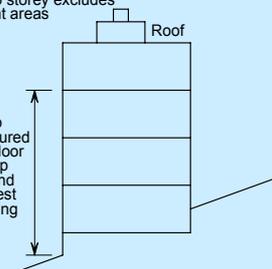
	Resistencia a fuego (minutos) Según la altura de la última planta (m)				
	<5	≤18	≤30	>30	
Viviendas (no doméstico)	30	60	90	120	<p>Height of top storey excludes roof-top plant areas</p>  <p>Height of top storey measured from upper floor surface of top floor to ground level on lowest side of building</p>
Oficinas	30	60	90	120*	
Tiendas, galerías comerciales, locales de reunión y de espectáculo	30	60	90	120*	
Garajes cerrados	30	60	90	120*	
Garajes abiertos	15	15	15	60	
<p>El “Approved Document B” permite la reducción de la resistencia a fuego de 60 a 30 minutos y de 90 a 60 minutos para la mayoría de tipos de edificios.</p> <p>Se requieren rociadores pero la resistencia del forjado puede reducirse a 90 minutos.</p> <p>Height of top storey excludes... <la altura de la última planta no incluye la altura de las zonas del tejado></p> <p>Height of top storey measured... <la altura de la última planta se mide desde la superficie de la última planta hasta la planta baja en la parte mas baja del edificio></p>					

Tabla 2.6 Resumen de los requisitos de resistencia a fuego según las normativas francesas

Viviendas (no-doméstico)		< 2 alturas	2 alturas < ... ≤ 4 alturas	4 alturas < ... ≤ 28 m	28 m < H < 50 m	> 50 m
		R15	R30	R60	R90	R120
		Planta baja		Altura de la última planta ≤ 8 m	Altura de la última planta > 8 m	Altura de la última planta > 28 m
Oficinas ¹		0			R60	R120
Tiendas, galerías comerciales, locales de reunión y de espectáculo	< 100 personas	0			R60	R120
	< 1500 personas	R30			R60	
	> 1500 personas	R30		R60	R90	
		Planta baja	> 2 alturas	Altura de la última planta > 28 m		
Garajes cerrados		R30	R60	R90		
Garajes abiertos						

Nota: 1. Oficinas de uso privado

2.5.2 Fuego natural (curva paramétrica temperatura-tiempo)

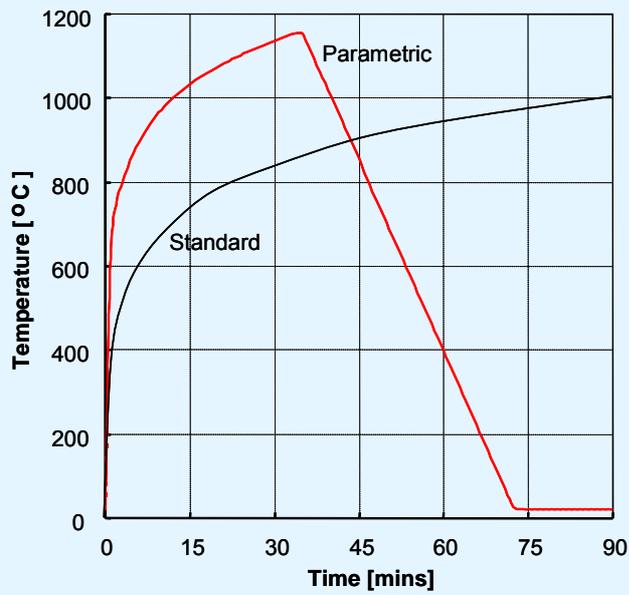
El software FRACOF permite el uso del fuego natural a través de la curva paramétrica temperatura-tiempo, como se define en la EN 1991-1-2 Anejo A^[1]. Es importante mencionar que este es un anejo informativo y que su uso puede no estar permitido en algunos países de la Unión Europea, como Francia. Previo al diseño final de la estructura, es importante consultar el Anejo Nacional correspondiente.

Haciendo uso de la curva paramétrica, el software define la temperatura del sector de incendio teniendo en cuenta:

- La longitud del sector de incendio
- La anchura del sector de incendio
- La altura del sector de incendio
- La altura y el área de las ventanas:
 - La altura de la ventana
 - La longitud de la ventana
 - El porcentaje de apertura de la ventana
- La cantidad de combustible y su distribución en el sector de incendio
 - La carga de fuego
 - El factor de combustión
 - La velocidad de combustión
- Las propiedades térmicas de los revestimientos de los sectores de incendio

La temperatura de un fuego paramétrico aumenta más rápidamente que en un fuego estándar en la fase inicial pero a medida que los combustibles se consumen, la temperatura disminuye rápidamente. Sin embargo según la curva de fuego estándar, la temperatura aumenta indefinidamente.

La Figura 2.6 ilustra la curva ISO y una curva paramétrica típica.



Temperature <Temperatura>
 Time <Tiempo>
 Mins <minutos>
 Standard <Curva estándar>
 Parametric..<Curva paramétrica>

Figura 2.6 Comparación de las curvas ISO y paramétrica típicas.

3 RECOMENDACIONES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Zonas de cálculo de los forjados

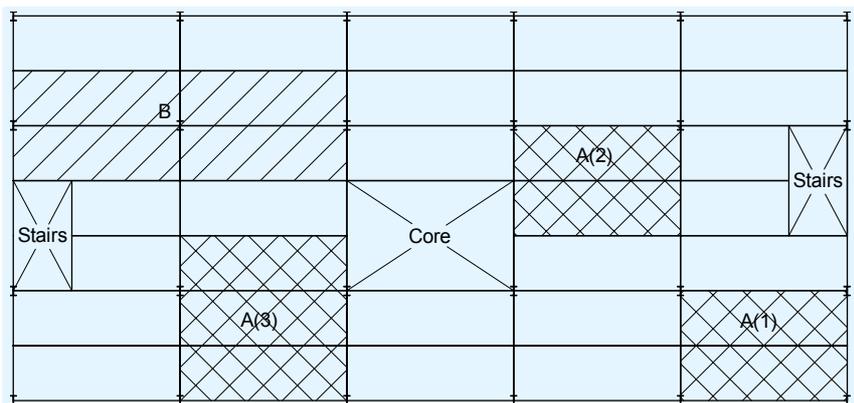
Cada forjado debe dividirse en zonas de cálculo que satisfaga las condiciones establecidas en la sección 2.3.

La división de un forjado en zonas se puede observar en la Figura 3.1. Las zonas designadas con “A” pueden calcularse con el software FRACOF. Este software también tiene la capacidad de calcular el comportamiento y rendimiento en cuanto a la resistencia de cargas en situación de incendio. La zona designada como “B” no está al alcance del software FRACOF dado que contiene un pilar y las vigas no están en la misma dirección.

La Figura 3.2 muestra una zona e ilustra las denominaciones de las vigas y las direcciones de las luces según el software FRACOF. En el diseño normal se asume que las cargas en los forjados están soportadas por las vigas secundarias que se apoyan en las vigas principales.

En el método de cálculo a fuego se asume que en el estado límite último la resistencia de las vigas internas sin protección se reduce significativamente, lo cual obliga al forjado de chapa colaborante a apoyarse únicamente en las 4 vigas alrededor de su perímetro. Para asegurar que la losa es capaz de desarrollar el efecto membrana, el software FRACOF computa el momento aplicado a cada viga perimetral como consecuencia de las acciones sobre la zona del forjado. Para mantener el soporte vertical del perímetro de la zona del forjado en cuestión, el software calcula el grado de utilización y por lo tanto la temperatura crítica de dichas vigas. La protección ante incendio de estas vigas debe calcularse en base a su temperatura crítica y el periodo de resistencia requerido, según la normativa nacional. La temperatura crítica y el grado de utilización de cada viga se indica para los lados A al D de la zona del forjado, tal y como se muestra en la Figura 3.2.

Las restricciones del software FRACOF se indican en la sección 2.2.2. Según estas restricciones, para una resistencia a fuego de 60 minutos, el contorno de las zonas del forjado debe estar alineado con la retícula que forman los pilares y las vigas perimetrales deben estar protegidas. Para una resistencia a fuego de 30 minutos, esta restricción no es de aplicación. Como ejemplo, en la Tabla 3.1, las zonas A2 y A3 tienen pilares a 2/3 de los vértices por lo que estas zonas sólo podrían considerarse como zonas de diseño si el forjado en cuestión no requiere más que 30 minutos de resistencia a fuego.



Leyenda

- A: Estas zonas pueden calcularse utilizando FRACOF
- B: Fuera del alcance de FRACOF
- A(1) Cualquier periodo de resistencia
- A(2) & A(3) sólo 30 minutos de resistencia a fuego
- Core <Núcleo>
- Stairs <Escaleras>

Figura 3.1 Posible división del forjado en zonas de diseño

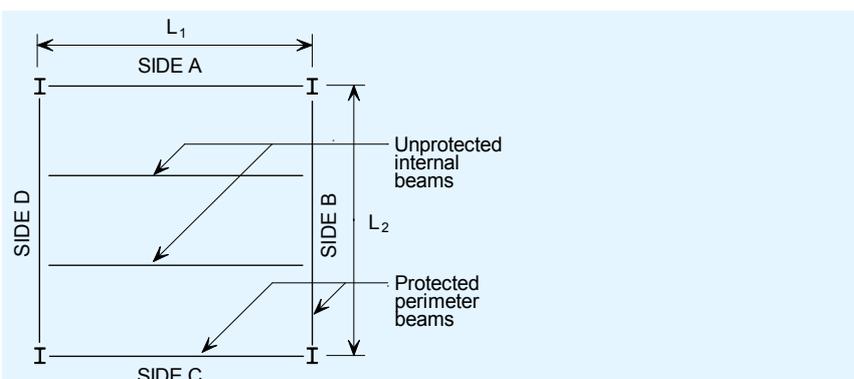


Figura 3.2 Definición de luz 1 (L_1) y luz 2 (L_2) y distribución de las vigas en una zona de diseño en un forjado que requiere una resistencia a fuego de 60 minutos o superior.

Side A <Lado A>

- Unprotected internal beams <Vigas internas desprotegidas>
- Protected perimeter beams <Vigas perimetrales protegidas>

3.2 Forjado y vigas

El software FRACOF calcula la resistencia del forjado y de las vigas desprotegidas en el estado límite último. Dado que se trata del método de cálculo simplificado, el software asume que el forjado cuenta con un soporte adecuado en su perímetro. Para asegurar dicho soporte las vigas perimetrales de cada zona suelen estar protegidas. El software calcula la temperatura crítica de cada viga en base a la carga de la zona de cálculo en cuestión, para comprobar que la protección proporcionada es suficiente.

3.2.1 Diseño a fuego de la losa de forjado

Comportamiento de la capacidad de carga del forjado colaborante

Al calcular la capacidad de carga de cada zona del forjado, la resistencia de la losa colaborante y de las vigas desprotegidas se calculan de manera independiente. Se asume que la losa no tiene continuidad a lo largo del perímetro de la zona de diseño. La carga que la losa es capaz de soportar a flexión se calcula en base a un mecanismo conservador asumiendo un modelo de líneas de fluencia como el que se muestra en la Figura 3.3

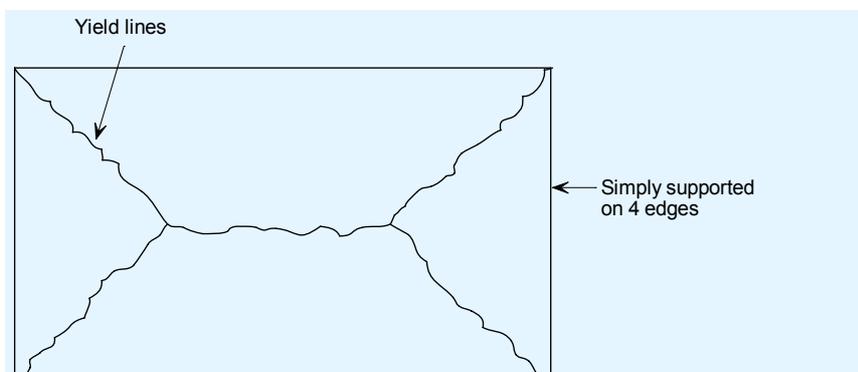


Figura 3.3 El modelo de las líneas de fluencia asumido en el cálculo de la resistencia del forjado

Yield lines <Líneas de fluencia>

Simply supported on 4 edges <simplemente apoyado sobre 4 cantos>

El valor de la resistencia calculada puede incrementarse si se considera el efecto tensil de la membrana con grandes desplazamientos. Esta mejora de la resistencia aumenta cuanto mayor sea la flecha vertical del forjado, hasta el momento en el que el forjado falla a causa de la fractura de la armadura en la dirección corta de la losa o a causa del fallo del hormigón en las esquinas de la losa, tal y como se muestra en la Figura 3.4. El valor de la flecha en el que la mejora de la resistencia está basado, es un valor estimado conservadoramente, ya que el método no es capaz de determinar el punto de fallo. Esta estimación incluye los efectos de la curvatura térmica de la losa y de la deformación de la armadura, según la expresión:

$$w = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E_a}\right) \frac{3L^2}{8}}$$

La flecha permitida debido a la elongación de la armadura está limitada por la expresión:

$$w \leq \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$$

Donde

$(T_2 - T_1)$ es la diferencia de temperaturas entre la parte superior y la parte inferior de la losa

L es la mayor dimensión de la zona de diseño del forjado

l es la menor dimensión de la zona de diseño del forjado

- f_y es el límite elástico del mallazo de armadura
- E es el módulo de elasticidad del acero
- h es la altura total de la losa colaborante
- α es el coeficiente de expansión térmica del hormigón

Todos los resultados de ensayos disponibles demuestran que este valor de la flecha es superado previo al fallo de la losa. Esto implica que la resistencia predicha a través del método de cálculo es conservadora en comparación con el comportamiento real.

La flecha total de la losa también está limitada por la expresión:

$$w \leq \frac{L+l}{30}$$

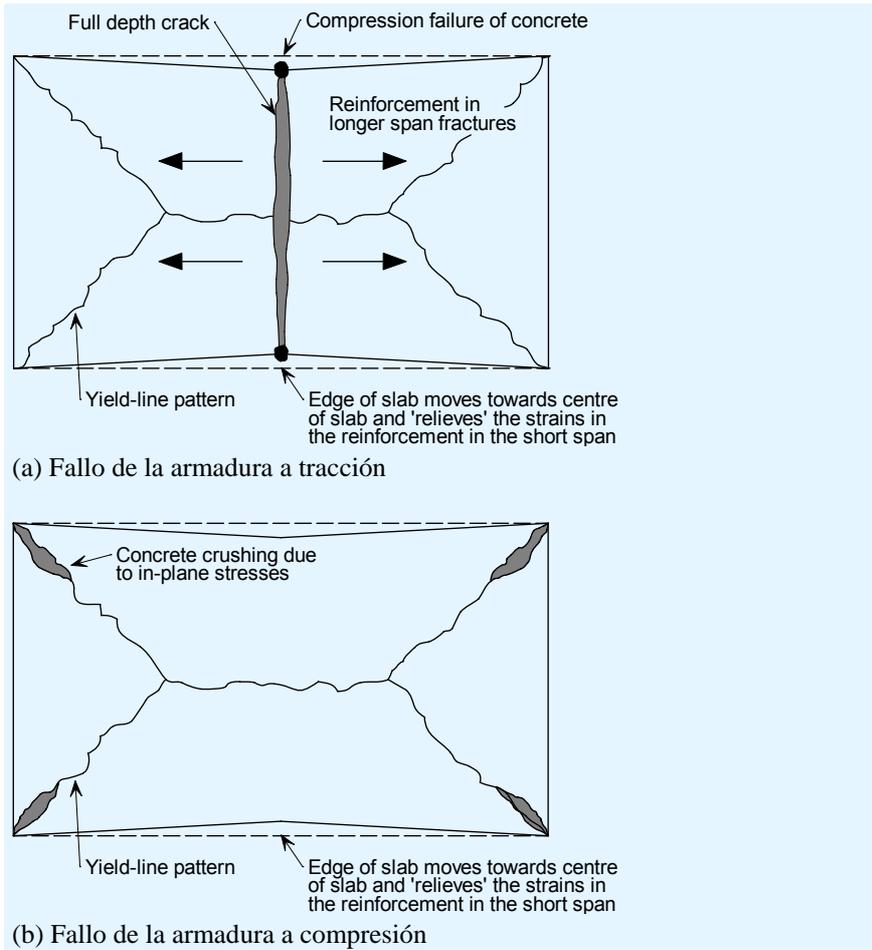


Figura 3.4 Modo de fallo debido a la fractura de la armadura

Full depth crack <Grieta de espesor total>

Compression failure of concrete <Fallo del hormigón debido a la compresión>

Reinforcement in longer span fractures <Fractura del hormigón en la dirección de mayor luz>

Yield line pattern <Modelo de líneas de fluencia>

Concrete crushing due to in-plane stresses <Aplastamiento del hormigón debido a la tensión en el plano>

Edge of slab moves towards centre of slab and “relieves” the strains in the reinforcement in the short span <Los lados de la losa se mueven hacia el centro y “alivian” las tensiones de la armadura en la dirección de menor luz>

La resistencia a flexión restante de las vigas desprotegidas se suma a la resistencia aumentada de la losa, resultando en la resistencia total del sistema.

Comportamiento de atado y aislamiento del forjado colaborante

El software FRACOF no comprueba explícitamente el aislamiento ni la resistencia de atado de la losa. Por lo tanto el diseñador debe asegurarse de que el espesor especificado es suficiente para proporcionar suficiente aislamiento, de acuerdo con las provisiones de la EN 1994-1-2.

Para asegurar que el forjado colaborante mantiene su integridad durante el fuego y de que es capaz de desarrollar el efecto membrana, es necesario que la armadura se solape de manera adecuada. Este detalle es especialmente importante en las zonas de las vigas desprotegidas y alrededor de los pilares. La sección 3.3 proporciona más información respecto a las longitudes de solape y el posicionamiento de la armadura.

3.2.2 Diseño a fuego de las vigas perimetrales de cada zona de diseño

Las vigas del perímetro de la zona de diseño, denominadas de la A a la D en la Figura 3.2 deben alcanzar la resistencia a fuego requerida para la losa del forjado, de manera que sean capaces de proporcionar el soporte vertical a la zona del forjado. Por lo tanto estas vigas suelen necesitar protección.

El software FRACOF calcula el efecto de cálculo de las acciones sobre estas vigas perimetrales y la resistencia de las vigas a temperatura ambiente, para poder calcular el grado de utilización de cada viga. Este parámetro se calcula según la norma EN 1993-1-2 §4.2.4 a través de la expresión:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}}$$

Donde

$E_{fi,d}$ es el efecto de cálculo de las acciones sobre la viga en situación de fuego

$R_{fi,d,0}$ es la resistencia de cálculo de la viga en $t = 0$

Una vez de calcular el grado de utilización, el software es capaz de computar la temperatura crítica de la parte inferior de las vigas perimetrales de la zona. Esta temperatura crítica se indica en el output del software FRACOF, para que el usuario pueda especificar la protección necesaria para cada una de las vigas del perímetro de la zona. El documento teórico de FRACOF proporciona más detalles del método de cálculo ⁽⁷⁾.

Para las vigas perimetrales con zonas de diseño a ambos lados, la protección debe calcularse utilizando el menor valor de la temperatura crítica de las dos zonas adyacentes. El método de diseño para las vigas compartidas por dos zonas de diseño se ilustra en el ejemplo de la sección 5.3.1.

Al especificar la protección de las vigas perimetrales, el suministrador de la protección debe conocer el factor de sección del miembro a proteger y el periodo de resistencia a fuego requerido, así como la temperatura crítica del elemento. La mayoría de los fabricantes de protección ante incendio de fiabilidad, disponen de métodos de evaluación multi térmicos para sus productos, los cuales están calibrados de acuerdo con las normas EN 13381-4⁽¹⁷⁾ para materiales no reactivos y EN 13381-8⁽¹⁸⁾ para materiales reactivos (intumescentes). Las tablas de diseño para la protección ante incendio, relacionan el factor de la sección con el espesor de la protección y están basadas en un único valor de la temperatura. La temperatura de evaluación debe ser igual o menor que la temperatura crítica del elemento en cuestión.

3.3 Detalles de la armadura

El límite elástico y la ductilidad del acero de la armadura deben especificarse en conformidad con los requerimientos de la norma EN 10080. El límite elástico característico de la armadura según dicha normativa debe estar comprendido entre los 400 MPa y los 600 MPa, según el mercado nacional. Para garantizar que la armadura posee suficiente ductilidad para permitir el desarrollo del efecto membrana, la armadura debe especificarse de Clase B o Clase C.

En la mayoría de los países, las normativas nacionales para la especificación de la armadura pueden existir como información complementaria no contradictoria (ICNC), dado que varios grados de acero comúnmente utilizados no aparecen publicados en la norma EN 10080.

En los forjados de chapa colaborante, la función principal de la armadura es controlar el agrietamiento del hormigón. Por lo tanto ésta tiende a situarse lo más cerca posible de la superficie del hormigón, siempre y cuando se mantengan las distancias de cobertura mínimas para proporcionar una durabilidad adecuada, de acuerdo con la norma EN 1992-1-1⁽¹⁹⁾. En condiciones de fuego, la posición de la armadura afecta la temperatura de la misma así como la distancia para calcular la resistencia a flexión. Normalmente, el posicionamiento de la armadura a una distancia de la superficie superior de entre 15 mm y 45 mm resulta en un comportamiento a fuego adecuado.

La sección 3.3.1 proporciona información general acerca de los detalles de la armadura. Las normas EN 1994-1-1⁽⁹⁾ y EN 1994-1-2⁽⁶⁾ u otras normativas nacionales, como las indicadas en la referencia ⁽²⁰⁾, incluyen información adicional.

3.3.1 Detallado del mallazo de armadura

Las mallas de armadura suelen ser de 4.8 m por 2.4 m y deben solaparse para proporcionar continuidad a la armadura. Por lo tanto las longitudes de solape

deben ser especificadas y el control en obra es indispensable para garantizar que los detalles especificados se llevan a cabo de manera adecuada. La sección 8.7.5 de la norma EN1992-1-1^[19] y la Tabla 3.1 de este documento incluyen las longitudes de solape recomendadas. La longitud de solape mínima es 250 mm.

El mallazo debe especificarse con los finales de las barras “al aire”, como se muestra en la Figura 3.5, para evitar la acumulación de barras en las zonas de solape. Con el fin de reducir la cantidad de material desperdiciado, se pueden encargar mallazos a medida.

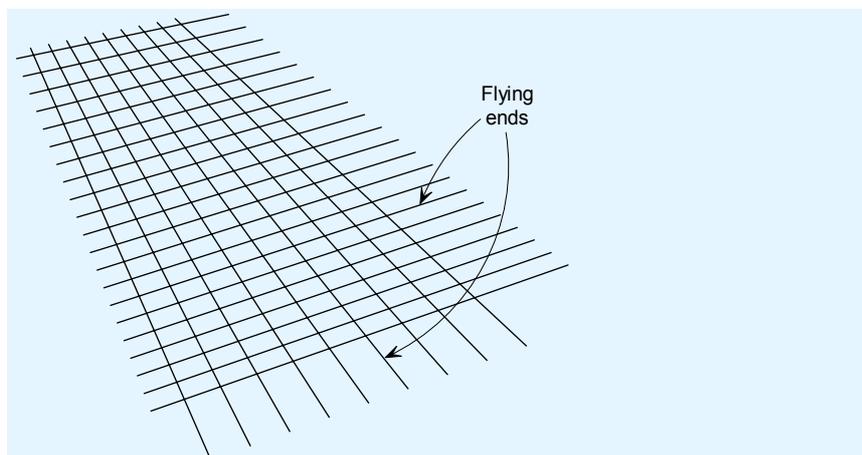


Figura 3.5 Mallazo con barras al aire

Flying ends <Barras al aire>

Tabla 3.1 Solapes de tracción recomendados y longitudes de anclaje para mallazos soldados

Tipo de armadura	Tipo de barra	Grado del hormigón					
		LC 25/28	NC 25/30	LC 28/31	NC 28/35	LC 32/35	NC 32/40
Barra de grado 500 de diámetro d	Corrugado	50d	40d	47d	38d	44d	35d
	6 mm						
	Corrugado	300	250	300	250	275	250
	7 mm						
	Corrugado	350	300	350	275	325	250
	8 mm						
10 mm	Corrugado	400	325	400	325	350	300
	Corrugado	500	400	475	400	450	350

Notas:

Estas recomendaciones son conservadoras para diseños en cumplimiento de la EN 1992-1-1.

Cuando el solape ocurre en la parte superior de la sección y la cobertura mínima es menos que el doble del diámetro del mallazo solapado, la longitud de solape debe multiplicarse por 1.4.

Las barras corrugadas están definidas en la EN 10080

La longitud de solape/anclaje mínima para barras y mallazos debe ser 300 mm y 250 mm respectivamente.

3.3.2 Requisitos para el detallado del extremo de un forjado de chapa colaborante

El detallado de la armadura en el borde extremo de un forjado de chapa colaborante tiene un efecto significativo en el comportamiento de las vigas extremas y de la losa del forjado en situación de incendio. Las recomendaciones que se dan a continuación están basadas en la práctica recomendada para el diseño y la construcción de losas de forjados colaborantes para satisfacer los requisitos para el diseño a temperatura ambiente. El método de diseño a fuego que se presenta en esta publicación está basado en la asunción de que el forjado se construya de acuerdo con estas recomendaciones.

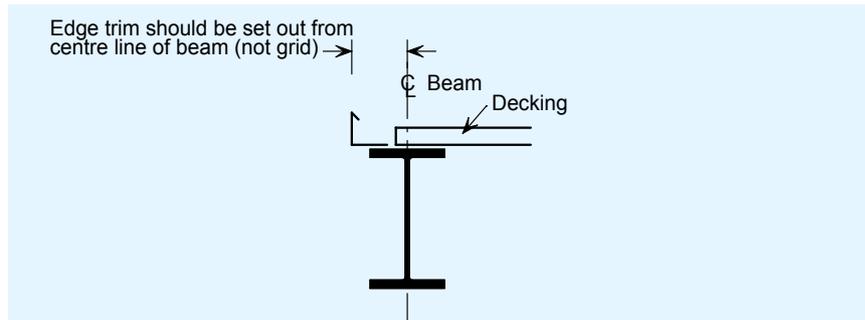


Figura 3.6 Posicionamiento del borde extremo

Edge trim should be set out from centre line of beam (not grid) <El borde extremo debe situarse mas allá del centro de la viga (no del eje)>

El extremo del forjado colaborante se compone generalmente de bordes de extremo compuestos por tiras de chapa de acero galvanizado fijadas a la viga del mismo modo que la chapa del forjado, tal y como se muestra en la Figura 3.6. En los casos en que la viga extrema está diseñada para actuar de manera compuesta con la losa de hormigón, es necesario colocar barras en forma de U para prevenir la separación longitudinal de las losas de hormigón. Estas barras de armado también sirven para asegurar que la viga de extremo esta anclada adecuadamente a la losa cuando se utiliza el método de cálculo simplificado.

La Figura 3.7 muestra detalles típicos de extremos del forjado, para las dos posibles posiciones de la chapa. Cuando los nervios de la chapa del forjado están situados de manera transversal a la viga y el forjado esta en voladizo, el borde extremo se puede atar como se muestra en la Figura 3.7 (a). La proyección del voladizo no debe superar los 600 mm, dependiendo de la profundidad de la losa y del tipo de chapa empleado.

El caso de mayor dificultad se presenta cuando los nervios de la chapa colaborante están posicionados en paralelo a la viga de extremo y el forjado acabado tiene que sobresalir en voladizo, haciendo que el borde extremo del forjado no tenga soporte alguno, véase la Figura 3.7 (b). Cuando la proyección del forjado es superior a 200 mm (en función del detalle específico en cada caso), el borde de extremo debe cubrir la luz entre las vigas de cabo apoyadas

en la viga de extremo, como se muestra en la Figura 3.7 (c). Dichas vigas de cabo están a una distancia inferior a 3 m, y deben estar diseñadas y especificadas como parte de la estructura metálica.

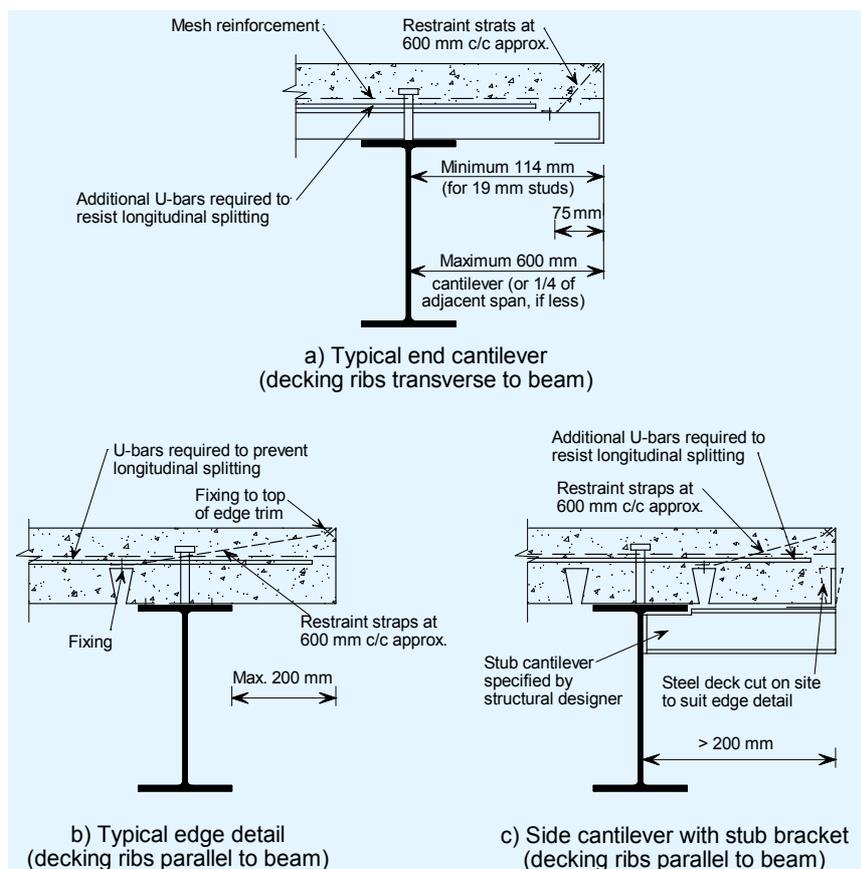


Figura 3.7 Detalles típicos del borde extremo del forjado

Mesh reinforcement <Mallazo de armadura>

Restraint strats at 600mm c/c approx <Arriostramientos cada 600 mm aproximadamente>

Additional U bars ... <Barras en U adicionales para evitar la separación longitudinal de las losas>

Maximum <Maximo>

For 19mm studs <para conectores de 19mm>

Fixing to top of edge trim <Fijación a la parte superior del borde de extremo>

Fixing <Fijamiento>

Maximum 600 mm cantilever (or 1/4 of adjacent span, if less) <Voladizo máximo

600 mm (o 1/4 de la luz adyacente, si esta fuera menor)>

Steel deck cut on site to suit edge detail <Chapa de acero cortada en obra para buen ajuste del detalle del borde>

Typical end cantilever (decking ribs transverse to beam) <Voladizo típico (nervios de la chapa del forjado transversales a la viga)>

Typical edge detail (decking ribs parallel to beam) <Detalle típico del borde (nervios de la chapa del forjado paralelos a la viga)>

Side cantilever with stub bracket (decking ribs parallel to beam) <Voladizo lateral con fijación (nervios de la chapa del forjado paralelos a la viga)>

3.4 Diseño de las vigas de extremo no mixtas

El diseño de las vigas de extremo como vigas no mixtas es la práctica común. Esto es debido a que los costes de satisfacer los requisitos de la armadura de cortante superan los costes de construir una viga no mixta ligeramente superior. Para el diseño a fuego, es importante que la losa del forjado esté fijada adecuadamente a las vigas de extremo, ya que dichas vigas están en el extremo de las zonas de diseño del forjado. A pesar de no ser necesario para el diseño de vigas no mixtas para temperatura ambiente, esta guía recomienda el uso de conectores a una distancia de 300 mm como máximo y el uso de barras de armado en forma de U posicionadas alrededor de los conectores, tal y como se describe en la sección 3.3.2.

Las vigas extremas pueden cumplir una doble función, para soportar los forjados y la fachada. Es importante que la deformación de las vigas de extremo no afecte la estabilidad de la fachada, ya que esto podría hacer peligrar servicios de emergencia y otras personas en la cercanía del edificio. (Esto no se refiere al peligro por el desprendimiento de cristales debido al shock térmico, el cual solo puede evitarse mediante el uso de materiales especiales o de rociadores). Una deformación excesiva en la fachada podría aumentar el peligro, especialmente en edificios altos cuando la fachada es de ladrillo, provocando el desprendimiento de los mismos.

3.5 Pilares

Las recomendaciones de este documento están dirigidas a limitar el deterioro de la estructura y el esparcimiento del fuego al sector de incendio. Para conseguir esto, los pilares (excepto los pilares del último piso) deben diseñarse para resistir el fuego natural durante el periodo de resistencia requerido.

La protección ante incendio debe extenderse a la totalidad de la altura del pilar, incluyendo la zona de la unión (véase la Figure 3.8). De esta manera se garantiza que no se dará la abolladura local del pilar y que el deterioro estructural se limita a una única planta.

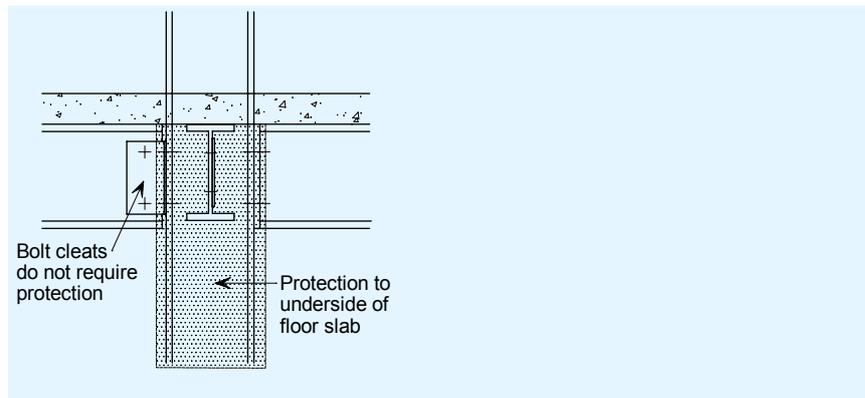


Figure 3.8 Extensión de la protección ante incendio en los pilares

Bolt cleats do not require protection <los angulares atornillados no requieren protección>

Protection to underside of floor slab <la protección llega hasta la parte inferior del forjado>

En los ensayos de Cardington, los pilares protegidos se comportaron bien sin ninguna señal de fallo. Sin embargo, los modelos de elementos finitos desarrollados posteriormente han indicado que es posible que el pilar falle prematuramente en algunas circunstancias. Según un modo de fallo que ha sido identificado⁽²²⁾, la expansión de los forjados induce un momento en los pilares, lo cual puede tener el efecto de reducir la temperatura a la cual el pilar podría fallar.

Se recomienda que como medida conservadora, la protección de los pilares al borde de la losa del forjado en edificios de 2 o más alturas, debería incrementarse basando su espesor en una temperatura crítica de 500°C, u 80°C menos que la temperatura crítica, calculada según la norma EN 1993-1-2, cualquiera que sea menor.

En el caso de la mayoría de materiales de protección a base de paneles, esta reducción de la temperatura crítica no afecta el espesor requerido, ya que el mínimo espesor disponible es generalmente suficiente.

3.6 Uniones

Tal y como se establece en la sección 2.2.1 los valores que se obtienen mediante este método de cálculo son de aplicación en edificios con uniones articuladas, como por ejemplo uniones con chapa de borde, uniones con cartela y uniones con angulares.

El edificio metálico ensayado en Cardington contenía uniones articuladas con chapa de borde y con cartelas. Durante la fase de enfriamiento del ensayo se observó el fallo de algunas de estas uniones. Sin embargo esto no resultó en el fallo de la estructura en ningún caso.

En el caso en que la cartela fue arrancada del extremo de la viga, no hubo colapso dado que la losa del forjado transmitía el cortante a las otras vías de transmisión de cargas. Este hecho resalta la importancia del papel del forjado colaborante, el cual se puede conseguir mediante un diseño adecuado del solape de la armadura.

Las resistencias de las uniones articuladas deben verificarse usando las reglas de la norma EN 1993-1-8⁽²³⁾.

3.6.1 Clasificación de las uniones

Los detalles de las uniones deben ser tales que satisfagan las asunciones del modelo de cálculo. La norma EN 1993-1-8 ofrece tres clasificaciones:

- Nominalmente articuladas
 - Uniones que son capaces de transferir el cortante interno sin transferir momentos significativos.

- Semi-rígidas
 - Uniones que no satisfacen los criterios de las uniones nominalmente articuladas ni de las uniones rígidas.
- Rígidas
 - Uniones que proporcionan continuidad total.

EN 1993-1-8 §5.2 proporciona principios para la clasificación de las uniones en base a su rigidez y su resistencia; también debe considerarse la capacidad de rotación (ductilidad) de la unión.

Tal y como se indica en la sección 2.2.1 los valores que se obtienen a través del método de cálculo simplificado, han sido desarrollados asumiendo que las uniones son articuladas. Para garantizar que la unión no transfiere momentos significativos y por lo tanto se puede clasificar como una unión nominalmente articulada, la unión debe poseer suficiente ductilidad para permitir cierto grado de rotación. Para conseguir esto se puede diseñar la unión de tal manera que satisfaga los límites geométricos. Los documentos de Access-Steel⁽²⁴⁾ proporcionan ciertas recomendaciones respecto a dichos límites geométricos y respecto al dimensionamiento inicial para garantizar la ductilidad de las uniones.

3.6.2 Uniones de chapa de borde

Existen dos tipos básicos de uniones con chapas de borde: de canto parcial y de canto total. SN013 recomienda el uso de:

Canto parcial cuando: $V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$

Canto total cuando: $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

Donde:

V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo aplicado a la unión

$V_{c,Rd}$ es la resistencia a cortante de cálculo de la viga soportada

La resistencia de los componentes de la unión debe verificarse con los requerimientos de la norma EN 1993-1-8. Para situaciones de cálculo duraderas o transitorias se deben llevar a cabo las siguientes verificaciones a temperatura ambiente:

- Tornillos a cortante *
- Chapa de extremo a aplastamiento
- Chapa de extremo a cortante (sección bruta)
- Chapa de extremo a cortante (sección neta)
- Chapa de extremo a cortante (arrancamiento)
- Chapa de extremo a flexión
- Alma de la viga a cortante*

Para llevar a cabo un diseño completo deben verificarse todos los elementos listados. Sin embargo en la práctica, para uniones “normales”, las verificaciones críticas son normalmente las marcadas con *. Los documentos de Access-Steel⁽²⁵⁾ proporcionan asesoramiento en cuanto al cumplimiento de las reglas de la EN 1993-1-8.

La norma EN 1993-1-8 no proporciona reglas en cuanto al diseño de atado de las uniones con chapa de borde. El documento SN015⁽²⁵⁾ proporciona ciertas recomendaciones a este respecto.

3.6.3 Uniones con cartela

Se pueden utilizar cartelas con una única línea de tornillos, o con dos líneas de tornillos. SN014⁽²⁵⁾ recomienda el uso de:

Una única línea de tornillos cuando: $V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$

Dos líneas de tornillos cuando: $0.50 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$

Uso de una chapa de borde cuando $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed}$

Donde:

V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo aplicado a la unión

$V_{c,Rd}$ es la resistencia a cortante de cálculo de la viga soportada

Para situaciones de cálculo duraderas o transitorias se deben llevar a cabo las siguientes verificaciones a temperatura ambiente:

- Tornillos a cortante*
- Cartela a aplastamiento*
- Cartela a cortante (sección bruta)
- Cartela a cortante (sección neta)
- Cartela a cortante (arrancamiento)
- Cartela a flexión
- Cartela a pandeo (PLT)
- Alma de viga a aplastamiento*
- Alma de viga a cortante (sección bruta)
- Alma de viga a cortante (sección neta)
- Alma de viga a cortante (arrancamiento)
- Alma de columna de apoyo o alma de viga de apoyo (punzonamiento)
(este modo no es adecuado en uniones con cartela conectadas al ala de la columna)

Para llevar a cabo un diseño completo deben verificarse todos los elementos listados. Sin embargo en la práctica, para uniones “normales”, las verificaciones críticas son normalmente las marcadas con *. Los documentos

de Access-Steel^[26] proporcionan asesoramiento en cuanto al cumplimiento de las reglas de la EN 1993-1-8.

Al igual que para uniones con chapa de borde la norma EN 1993-1-8 no proporciona reglas en cuanto al diseño de atado de las uniones con cartela. El documento SN018^[26] proporciona ciertas recomendaciones a este respecto.

3.6.4 Uniones con angulares

A pesar de que no había ninguna unión con angulares en la estructura ensayada en Cardington, el SCI ha llevado a cabo numerosos ensayos en uniones mixtas y no mixtas en fuego⁽²⁷⁾. Estas uniones consistían de dos angulares atornillados a ambos lados del alma de la viga mediante dos tornillos en cada pata del angular y atornillado al ala de la columna también mediante dos tornillos. Se demostró que las uniones poseían ductilidad en condiciones de incendio y se observaron rotaciones significativas. La ductilidad se generó debido a la creación de rótulas plásticas que se crearon en las patas de los angulares adyacentes al ala de la columna. Los tornillos no fallaron durante el ensayo. La unión mixta mostró mejor comportamiento en fuego que la unión no mixta.

Para uniones con angulares no mixtas, se recomienda el uso de una única fila de tornillos cuando:

$$V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$$

La resistencia de cálculo de las uniones con angulares debe verificarse con las reglas de la sección 3 de la norma EN 1993-1-8. La tabla 3.3 de la EN 1993-1-8 proporciona los valores máximos y mínimos de las distancias a los bordes y las distancias entre los tornillos, que deben considerarse en el posicionamiento de los tornillos.

3.6.5 Protección ante incendio

En los casos en los que ambos elementos estructurales conectados mediante la unión están protegidos, la protección de cada elemento debe aplicarse también a las partes de las chapas o angulares en contacto con dicho elemento. En los casos en los que únicamente uno de los elementos conectados requiere protección, las chapas o angulares en contacto con el elemento desprotegido se pueden dejar desprotegidos.

3.7 Estabilidad general del edificio

Para evitar el colapso lateral del edificio, éste debe estar arriostrado mediante muros de cortante u otro tipo de sistemas de arriostramiento. Los muros de cortante de mampostería o de hormigón armado deben protegerse adecuadamente frente al fuego.

Si el arriostramiento tiene un papel primordial en la estabilidad general del edificio, éste debe estar protegido de acuerdo con la normativa correspondiente.

En edificios de dos alturas, es posible garantizar la estabilidad global sin necesidad de protección ante incendio de todas las partes del arriostramiento.

En edificios de mayor altura, todas las partes del arriostramiento deben estar adecuadamente protegidas.

Una opción para alcanzar la resistencia requerida sin necesidad de protección es localizando el arriostramiento en un núcleo protegido, como por ejemplo las escaleras, ascensor o el núcleo de las instalaciones. Es importante que los muros alrededor de dichos núcleos tengan una resistencia al fuego adecuada para evitar el esparcimiento del fuego. Las vigas, columnas y arriostramiento de acero contenidas en dicho núcleo pueden dejarse desprotegidas. Otras partes de la estructura metálica que soporten las paredes de dicho núcleo deben estar adecuadamente protegidas.

4 COMPARTIMENTACIÓN

Las normativas nacionales exigen que las particiones que separan los sectores de incendio tengan suficiente estabilidad, integridad y aislamiento durante el periodo de resistencia requerido.

Estabilidad es la habilidad de una partición de no colapsar. En el caso de muros de carga, la capacidad de carga debe mantenerse.

Integridad es la habilidad de resistir la penetración de las llamas y de los humos calientes.

Aislamiento es la habilidad de resistir una transferencia excesiva de calor desde la parte expuesta a la parte no expuesta.

4.1 Vigas sobre muros resistentes al fuego

Cuando una viga forma parte de un muro resistente al fuego, el elemento de partición combinado muro/viga debe poseer suficiente aislamiento e integridad así como estabilidad. Para un comportamiento a fuego óptimo, los muros de compartimentación deben estar situados, en medida de lo posible, en línea con las vigas.

Vigas en el plano del muro

Los ensayos de Cardington demostraron que las vigas desprotegidas por encima y en el mismo plano que los muros de partición (véase la Figura 4.1), los cuales se calientan sólo por un lado, no muestran una flecha que pondría en compromiso la integridad del sector de incendio, y los movimientos permitidos normalmente son suficientes. Los requisitos de aislamiento deben satisfacerse y será necesaria una protección para 30 ó 60 minutos; todas las cavidades y huecos de las instalaciones deben estar aislados del fuego. Las vigas protegidas con pinturas intumescentes requieren aislamiento adicional ya que la temperatura en el lado no expuesto puede sobrepasar fácilmente los límites establecidos en las normativas^[28,29].

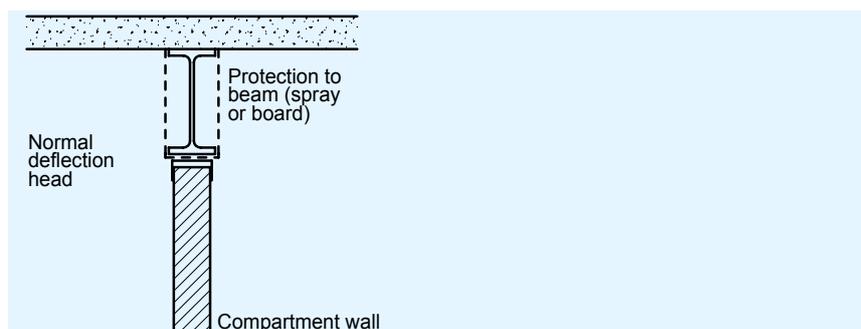


Figura 4.1 Viga en el plano del muro, por encima de éste

Normal deflection head <Flecha normal>

Protection to beam (spray or board) <Protección de la viga (spray o paneles)>
Compartment wall <Muro de compartimentación>

Vigas a través de muros

Los ensayos de Cardington demostraron que la estabilidad del forjado se puede mantener incluso cuando las vigas desprotegidas sufren flechas de consideración. Sin embargo, cuando los muros están situados fuera de las líneas imaginarias de la retícula del edificio, las grandes flechas de las vigas desprotegidas pueden comprometer la integridad, desplazando o agrietando los muros que atraviesan. En estos casos las vigas deben estar bien protegidas o deben permitir suficiente movimiento. Se recomienda permitir un movimiento de hasta luz/30 en aquellos muros que atraviesan las vigas desprotegidas a media luz. En los muros que atraviesan las vigas en los cuartos extremos de las mismas, este movimiento se puede reducir linealmente hasta cero en los apoyos extremos (véase la Figura 4.2). El muro de compartimentación debe prolongarse hasta la parte inferior del forjado.

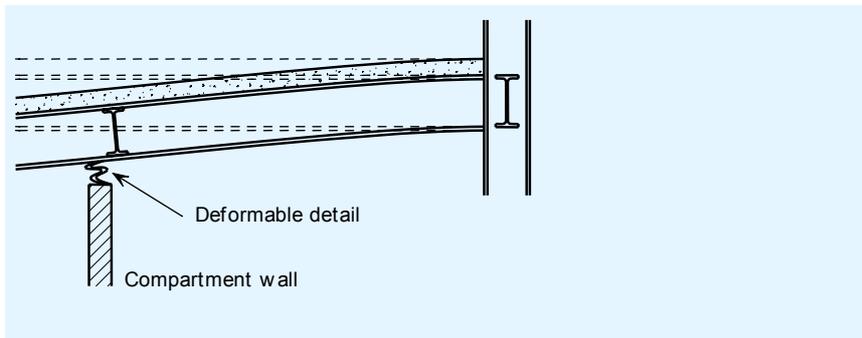


Figura 4.2 Deformación de las vigas atravesando los muros de compartimentación

Deformable detail <Detalle deformable>

Compartment wall <muro de compartimentación>

4.2 Estabilidad

Los muros que dividen una planta en más de un sector de incendio deben estar diseñados de manera que puedan acomodar movimientos estructurales sin colapsar (estabilidad). Cuando las vigas están posicionadas en el plano del muro los movimientos, incluso si las vigas están sin proteger, son reducidos y los movimientos permitidos normalmente son suficientes. Sin embargo si el muro no está situado bajo una viga, éste debe ser capaz de acomodar la flecha del forjado superior. Por lo tanto es recomendable que los muros de compartimentación estén situados directamente debajo de las vigas, siempre que sea posible.

En algunos casos el detalle de los muros para acomodar la flecha del forjado, es una unión deslizante. En otros casos, la posible flecha es demasiado grande y se requiere la instalación de una manta o cortina deformable, tal y como se ilustra en la Figura 4.2.

Las recomendaciones nacionales deben ser consultadas para determinar las flechas que se deben considerar y garantizar que la compartimentación es efectiva.

4.3 Integridad y aislamiento

Las vigas de acero sobre los muros de compartimentación deben poseer las mismas características de compartimentación que los muros. Una viga de acero sin penetraciones posee integridad. Sin embargo, cualquier apertura para el paso de instalaciones debe estar adecuadamente aislada y todos los agujeros en las vigas mixtas deben estar también adecuadamente aislados.

Una viga desprotegida en el plano de un muro de compartimentación puede no poseer suficiente aislamiento y normalmente requiere protección ante incendio. Se recomienda que todas las vigas en los límites de compartimentación estén protegidas, como se muestra en la Figura 4.1.

5 EJEMPLO RESUELTO

Con el fin de ilustrar la aplicación del output del software FRACOF, esta sección contiene un ejemplo resuelto basado en un forjado de chapa colaborante realista.

El edificio en cuestión es un edificio de oficinas de estructura de acero de 4 plantas. El edificio requiere una resistencia a fuego de 60 minutos de acuerdo con las normativas nacionales de la construcción.

El forjado en cada planta consiste en una losa con chapa colaborante construido con la chapa trapezoidal Cofraplus 60, hormigón de peso normal y una única capa de mallazo de armadura. La losa se apoya sobre las vigas secundarias de 9 m de longitud, diseñadas para trabajar conjuntamente con la losa del forjado. Estas vigas secundarias están apoyadas sobre vigas primarias mixtas de 9 m y 12 m de luz. Las vigas de los extremos del edificio están diseñadas como vigas no mixtas según la norma EN 1993-1-1.

La construcción de la losa del forjado se muestra de la Figura 5.1 a la Figura 5.4

La Figura 5.1 muestra la disposición general de la estructura de acero a nivel del forjado a lo largo de toda anchura del edificio y a lo largo de dos vanos en la otra dirección. Se asume que esta disposición general se repite en los vanos sucesivos a lo largo del edificio. Los pilares son HD 320 x 158, diseñados como no mixtos de acuerdo con la norma EN 1993-1-1.

Las cargas sobre el forjado son las siguientes:

- Acción variable de habitabilidad: 4 kN/m^2
- Acción variable debida a las particiones ligeras: 1 kN/m^2
- Acción permanente debida a los techos e instalaciones: 0.7 kN/m^2
- Peso propio de la viga: 0.5 kN/m^2

En las vigas extremas se considera una carga adicional de 2 kN/m debido al peso de la fachada.

Las vigas que se requieren para satisfacer las verificaciones a temperatura ambiente para dichas cargas se muestran en la Figura 5.1. Las vigas internas y el grado de conexión total a cortante para cada una de las vigas se muestran en la Tabla 5.1

La Figura 5.2 muestra la sección transversal del forjado colaborante. La losa es de hormigón C25/30 de peso normal, con un espesor global de 130 mm. La losa está reforzada con armadura ST 15C, de límite elástico 500 MPa, la cual satisface los requisitos del diseño para temperatura ambiente, aunque la armadura puede requerir un diámetro superior si el comportamiento a fuego es inadecuado.

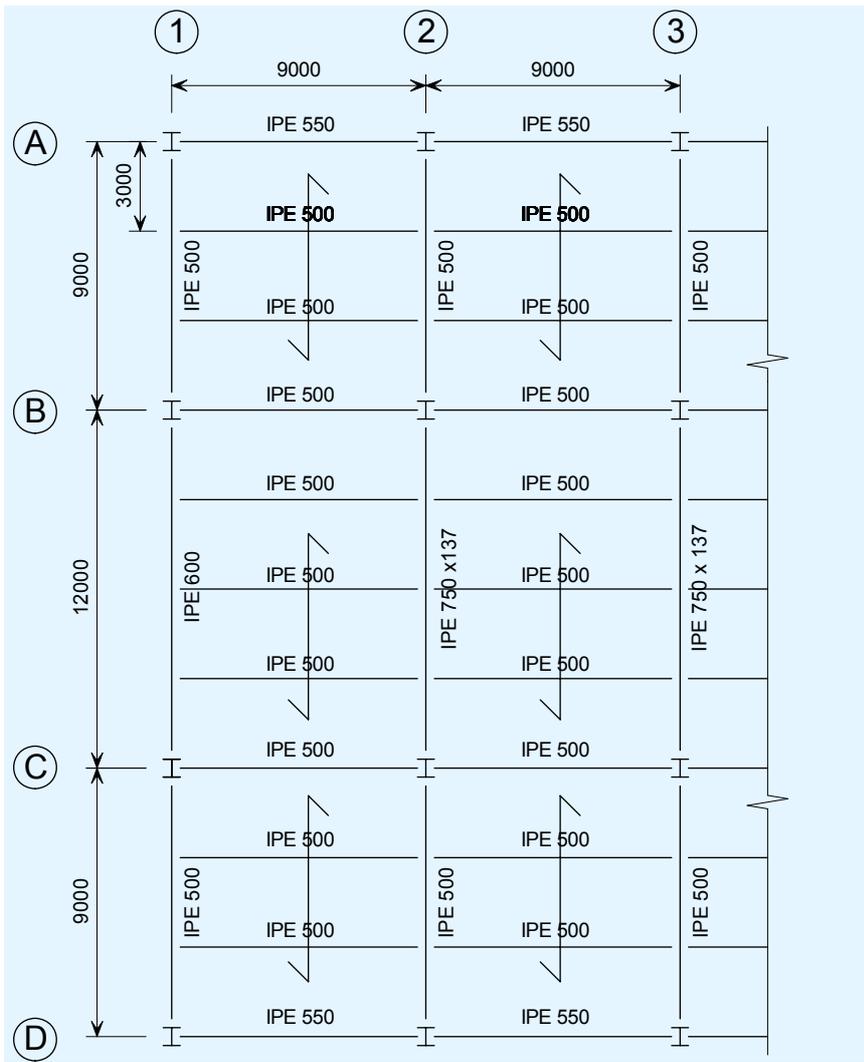


Figura 5.1 Disposición general de la estructura del forjado

Tabla 5.1 Detalles de la viga

Sección viga (S355)	Posición de la viga	Tipo de construcción	Grado de conexión total a cortante (%)	Numero de conectores por grupo y espaciamiento
IPE 500	Viga interna secundaria	Mixta	51	1 c/ 207mm
IPE 550	Viga de extremo secundaria	No mixta	N/A	
IPE 500	Viga interna principal	Mixta	72	2 c/ 207mm
IPE 500	Viga de extremo principal	No mixta	N/A	
IPE 750 × 137	Viga interna principal	Mixta	71	2 c/ 207 mm
IPE 600	Viga de extremo principal	No mixta	N/A	

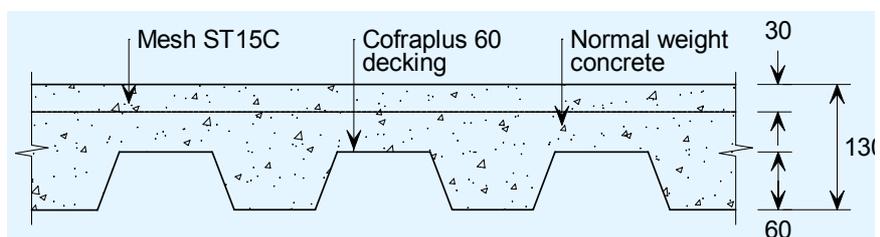


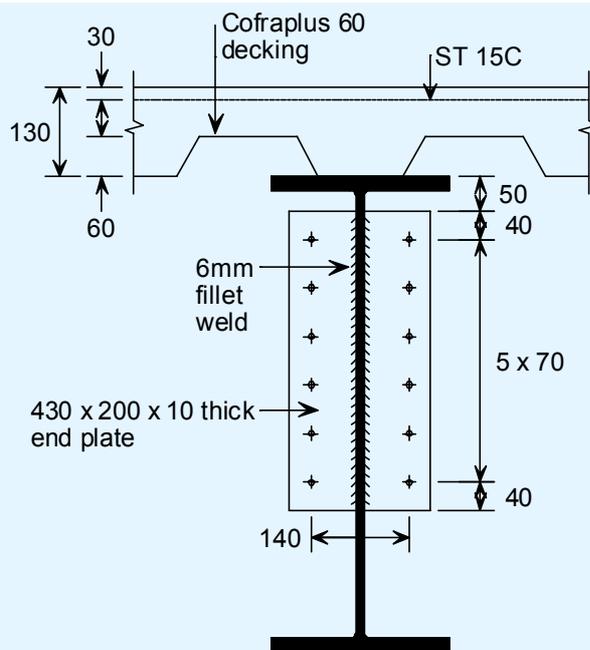
Figura 5.2 Construcción de la losa de forjado

Mesh <Mallazo>

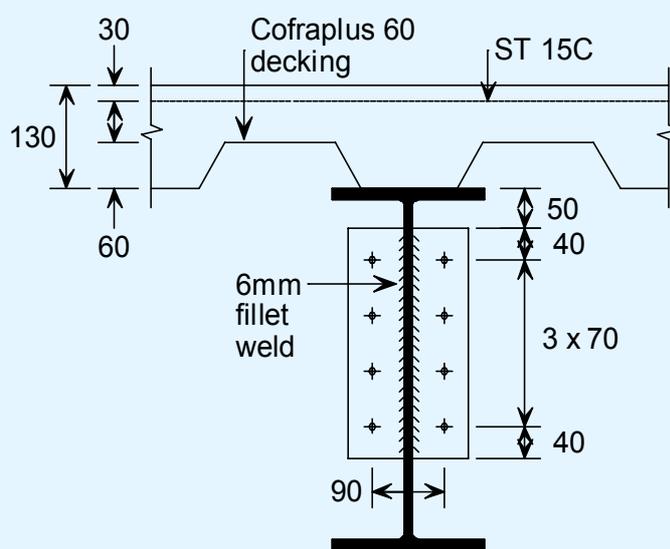
Cofraplus decking <Chapa Cofraplus>

Normal weight concrete <Hormigón normal>

Todas las uniones entre los elementos de la estructura principal son uniones con chapa de borde y están diseñadas como uniones nominalmente articuladas, de acuerdo con la norma EN1993-1-8. La Figura 5.3(a) muestra el detalle de la unión empleada entre las vigas principales y los pilares. Las uniones viga-pilar para las vigas secundarias se muestran en la Figura 5.3(b). La Figura 5.4 muestra la unión con chapa de borde entre las vigas secundarias y las vigas principales.



(a) Unión entre viga principal y pilar



(b) Unión entre viga secundaria y pilar

Figura 5.3 Uniones viga/pilar

Cofraplus decking <Chapa Cofraplus>

6mm fillet weld <Soldadura a tope de 6mm>

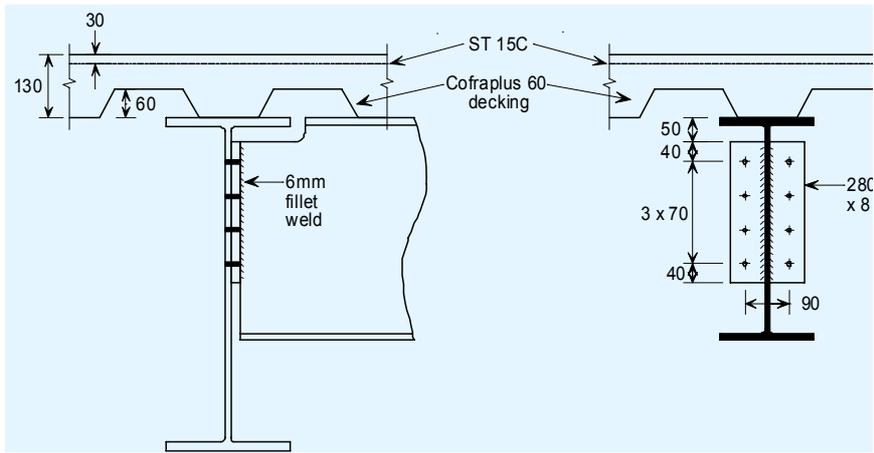


Figura 5.4 Unión entre viga secundaria y viga principal

desfavorable que la zona A, debido a su mayor luz, se corre el programa para la zona de diseño B en primer lugar.

5.1.1 Zona de diseño B

De la Figura 5.6 a la Figura 5.8 muestran el input y el output del software FRACOF para la zona de diseño B, la cual tiene 9 m por 12 m con la armadura de tamaño ST 15C. Dentro de esta zona de diseño hay 3 vigas mixtas no protegidas.

Del output se observa que la capacidad de carga, en base al mecanismo de mínimos, es de 0.46 kN/m^2 . Dicha capacidad de carga se puede incrementar debido al efecto membrana, y proporciona una resistencia de 2.83 kN/m^2 a 60 minutos. El factor de incremento a 60 minutos está basado en una flecha de la losa de 629 mm.

La capacidad de carga de la losa se amplifica más aun al añadir la resistencia de las vigas mixtas. La capacidad de las vigas está basada en la temperatura de las vigas desprotegidas en cada incremento de tiempo. A los 60 minutos, la resistencia a flexión de las tres vigas desprotegidas es de 2.56 kN/m^2 . Por lo tanto la capacidad de carga total de la zona del forjado es $2.83 + 2.56 = 5.39 \text{ kN/m}^2$, lo cual es menor que la carga aplicada igual a 6.35 kN/m^2 . Por lo tanto el diámetro de la armadura debe incrementarse para satisfacer los requerimientos a fuego.

• Spans			
Span 1:	9 m		
Span 2:	12 m		
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams: 3			
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 15 C		
Transverse mesh area:	142 mm ² /m	Bar size:	6 mm
Longitudinal mesh area:	142 mm ² /m	Bar size:	6 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2 \text{ mm}$, $t_f = 16 \text{ mm}$		

Figura 5.6 Datos introducidos para la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 750x137 +		
Details:	h = 753 mm, b = 263 mm, $t_w = 11.5$ mm, $t_f = 17$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	71 %
• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 600 *		
Details:	h = 600 mm, b = 220 mm, $t_w = 12$ mm, $t_f = 19$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement			
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement			
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		

Figura 5.7 Datos introducidos para la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

Factored load in fire: 6.35 kN/m²

• Tabular Results

Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	
0	20	20	20	20	38.54	254	0.46	3.05	1.40	39.94	0.16
5	180	24	20	143	38.54	315	0.46	3.56	1.64	40.18	0.16
10	423	37	22	343	36.90	414	0.46	4.37	2.01	38.92	0.16
15	621	53	28	485	19.77	482	0.46	4.94	2.27	22.04	0.29
20	732	74	36	586	9.25	529	0.46	5.32	2.45	11.70	0.54
25	790	102	48	657	5.95	559	0.46	5.57	2.56	8.51	0.75
30	826	120	62	711	4.75	579	0.46	5.73	2.64	7.39	0.86
35	853	125	71	753	4.10	595	0.46	5.87	2.70	6.80	0.93
40	875	163	83	787	3.56	606	0.46	5.96	2.74	6.30	1.01
45	894	190	89	815	3.09	618	0.46	6.05	2.79	5.88	1.08
50	911	214	103	840	2.84	623	0.46	6.09	2.81	5.65	1.12
55	926	238	119	861	2.69	625	0.46	6.12	2.82	5.51	1.15
60	940	263	131	880	2.56	629	0.46	6.15	2.83	5.39	1.18

Maximum unity factor: 1.18 **Floor slab fails**

Figura 5.8 Resultados de la resistencia de la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

Las figuras Figura 5.9 a la Figura 5.11 muestran el input y el output del software FRACOF para la zona de diseño B, con un mallazo de armadura ST 25C.

Considérese la Figura 5.11, en la que se observa que la capacidad de carga de la losa en base al mecanismo de mínimos del modelo de las líneas de fluencia ha aumentado a 0.79 kN/m² debido a la sección de la armadura añadida. Esta capacidad es incrementada debido al efecto membrana, dando al forjado una capacidad de 5.07 kN/m² a los 60 minutos. El factor de incremento a los 60 minutos está basado en una flecha de 629 mm.

A la capacidad de carga de la losa se añade la resistencia de las vigas mixtas para obtener la capacidad total. La resistencia de la viga está basada en la temperatura de las vigas desprotegidas a cada incremento de tiempo. A los 60 minutos, la resistencia a flexión de las 3 vigas desprotegidas es de 2.56 kN/m². Por lo tanto la capacidad de carga total de la zona de diseño es de 5.07 + 2.56 = 7.63 kN/m², la cual es superior que la carga aplicada, y se concluye que la losa es adecuada.

2. General Arrangement			
• Spans			
Span 1:	9 m		
Span 2:	12 m		
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams:	3		
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 25 C		
Transverse mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Longitudinal mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 750x137 +		
Details:	h = 753 mm, b = 263 mm, $t_w = 11.5$ mm, $t_f = 17$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	71 %

Figura 5.9 Datos introducidos para la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 600 *		
Details:	h = 600 mm, b = 220 mm, $t_w = 12$ mm, $t_f = 19$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement			
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement			
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		
7. Fire & Analysis			
• Standard Temperature-time Curve			
Fire resistance period:	60 min		

Figura 5.10 Datos introducidos para la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

Factored load in fire: 6.35 kN/m ²												
• Tabular Results												
Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor	
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0	20	20	20	20	38.54	254	0.79	3.13	2.49	41.03	0.15	
5	180	24	20	143	38.54	315	0.79	3.67	2.91	41.45	0.15	
10	423	37	22	343	36.90	414	0.79	4.52	3.59	40.49	0.16	
15	621	53	28	485	19.77	482	0.79	5.11	4.06	23.83	0.27	
20	732	74	36	586	9.25	529	0.79	5.52	4.38	13.63	0.47	
25	790	102	48	657	5.95	559	0.79	5.77	4.58	10.53	0.60	
30	826	120	62	711	4.75	579	0.79	5.95	4.72	9.47	0.67	
35	853	125	71	753	4.10	595	0.79	6.09	4.84	8.93	0.71	
40	875	163	83	787	3.56	606	0.79	6.18	4.91	8.47	0.75	
45	894	190	89	815	3.09	618	0.79	6.28	4.99	8.08	0.79	
50	911	214	103	840	2.84	623	0.79	6.33	5.02	7.87	0.81	
55	926	238	119	861	2.69	625	0.79	6.35	5.04	7.74	0.82	
60	940	263	131	880	2.56	629	0.79	6.38	5.07	7.63	0.83	
Maximum unity factor:				0.83	Floor slab adequate							

Figura 5.11 Resultados obtenidos para la resistencia de la zona de diseño B utilizando el software FRACOF.

El software FRACOF también proporciona la temperatura crítica de cada una de las vigas perimetrales, tal y como se muestra en la Figura 5.12. La

protección ante incendio aplicada a estas vigas debería ser suficiente para garantizar que la temperatura de las vigas en fuego no excederá la temperatura crítica durante el periodo de resistencia requerido. El grado de utilización de cada viga es la relación entre el efecto de las acciones en la viga en situación de fuego y la resistencia a momento flector de la viga, calculado en situación de incendio en el momento cero (temperatura ambiente).

• Perimeter Beam Check			
Side A	Section Size:	IPE 500	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.58	
	Critical Temperature:	563 °C	
Side B	Section Size:	IPE 750x137	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	71 %	
	Degree of Utilization:	0.31	
Side C	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	51 %	
	Degree of Utilization:	0.37	
Side D	Section Size:	IPE 600	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.67	
	Critical Temperature:	534 °C	

Figura 5.12 Requisitos para la resistencia de las vigas perimetrales de la zona de diseño B, dados por el software FRACOF.

5.1.2 Zona de diseño A

Las figuras Figura 5.13 a la Figura 5.15 muestran el input y el output del software FRACOF para la zona de diseño A, la cual es de 9 m by 9 m. Para simplificar la construcción, se utilizará el mallazo de armadura ST 25C para toda la losa y por lo tanto la zona de diseño A se verificará con este tamaño de armadura. En esta zona de diseño hay dos vigas mixtas desprotegidas.

Del output del software, se observa que la capacidad de carga de la losa, en base al mecanismo de mínimos del modelo de las líneas de fluencia es de 1.03 kN/m^2 . Esta capacidad es incrementada debido al efecto membrana, proporcionando una capacidad de 5.39 kN/m^2 a los 60 minutos. El factor de incremento a los 60 minutos está basado en una flecha del forjado de 566 mm.

A la capacidad de carga de la losa se le añade la resistencia de las vigas mixtas, proporcionando la capacidad total del forjado. La resistencia de las vigas está basada en la temperatura de las vigas en cada incremento de tiempo. A los 60 minutos, la resistencia a flexión de las dos vigas desprotegidas es de 2.56 kN/m^2 . Por lo tanto la capacidad de carga total de la losa es de $2.56 + 5.39 = 7.95 \text{ kN/m}^2$, la cual es superior a la carga aplicada. Por lo tanto la losa es adecuada para proporcionar una resistencia a fuego de 60 minutos.

2. General Arrangement			
• Spans			
Span 1:	9 m		
Span 2:	9 m		
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams:	2		
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 25 C		
Transverse mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Longitudinal mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 550 *		
Details:	h = 550 mm, b = 210 mm, $t_w = 11.1$ mm, $t_f = 17.2$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	72 %

Figura 5.13 Datos introducidos para la zona de diseño A utilizando el software FRACOF.

• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, t _w = 10.2 mm, t _f = 16 mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, t _w = 10.2 mm, t _f = 16 mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement			
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement			
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		
7. Fire & Analysis			
• Standard Temperature-time Curve			
Fire resistance period:	60 min		

Figura 5.14 Datos introducidos para la zona de diseño A utilizando el software FRACOF.

Factored load in fire: 6.35 kN/m ²												
• Tabular Results												
Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor	
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0	20	20	20	20	38.54	190	1.03	2.39	2.46	41.00	0.15	
5	180	24	20	143	38.54	252	1.03	2.86	2.94	41.48	0.15	
10	423	37	22	343	36.90	351	1.03	3.61	3.71	40.61	0.16	
15	621	53	28	485	19.77	419	1.03	4.13	4.25	24.02	0.26	
20	732	74	36	586	9.25	465	1.03	4.49	4.61	13.86	0.46	
25	790	102	48	657	5.95	495	1.03	4.72	4.84	10.79	0.59	
30	826	120	62	711	4.75	516	1.03	4.87	5.00	9.75	0.65	
35	853	125	71	753	4.10	532	1.03	4.99	5.13	9.23	0.69	
40	875	163	83	787	3.56	543	1.03	5.08	5.21	8.77	0.72	
45	894	190	89	815	3.09	554	1.03	5.16	5.30	8.39	0.76	
50	911	214	103	840	2.84	559	1.03	5.20	5.34	8.19	0.78	
55	926	238	119	861	2.69	562	1.03	5.22	5.36	8.06	0.79	
60	940	263	131	880	2.56	566	1.03	5.25	5.39	7.95	0.80	
Maximum unity factor: 0.8 Floor slab adequate												

Figura 5.15 Resultados para la resistencia de la zona de diseño A utilizando el software FRACOF.

El software FRACOF también proporciona la temperatura crítica para cada una de las vigas perimetrales, tal y como se muestra en la Figura 5.16. La protección ante incendio aplicada a estas vigas deberá ser suficiente para garantizar que la temperatura de las vigas no superará la temperatura crítica durante el periodo de resistencia requerido. El grado de utilización indicado para cada viga es la relación entre el efecto de las acciones en la viga en situación de incendio y la resistencia a momento flector calculada en situación de incendio en el tiempo cero (temperatura ambiente).

• Perimeter Beam Check			
Side A	Section Size:	IPE 550	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.38	
	Critical Temperature:	636 °C	
Side B	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	72 %	
	Degree of Utilization:	0.37	
Side C	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	51 %	
	Degree of Utilization:	0.31	
Side D	Section Size:	IPE 500	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.62	
	Critical Temperature:	552 °C	

Figura 5.16 Requerimientos para la resistencia de las vigas perimetrales de la zona de diseño A, según el software FRACOF.

5.2 Detalles de la armadura

La armadura ST 25C es adecuada para alas zonas de diseño A y B, por lo que se concluye que el mallazo proporcionado es adecuado para diseño a fuego del forjado.

Dicha armadura tiene una sección transversal de $257 \text{ mm}^2/\text{m}$ en ambas direcciones y lleva alambres de 7 mm espaciados 50 mm en ambas direcciones.

El mallazo de este ejemplo tiene un límite elástico de 500 N/mm^2 . Para el diseño a fuego, la clase de la armadura debe ser de clase B o C, según la norma EN 10080, para garantizar que el mallazo posee una ductilidad adecuada.

En las uniones entre las láminas de mallazo, la armadura debe solaparse adecuadamente para asegurar que es capaz de desarrollar su resistencia a tracción total en el caso de incendio. Para las barras de 7 mm del mallazo ST 25C la mínima longitud de solape es de 300 mm, tal y como se muestra en la Tabla 3.1. Los mallazos deben tener los finales de las barras al aire para evitar la acumulación de barras en las zonas de solape, como se muestra en la Figura 3.5.

También debe proporcionarse armadura adicional en forma de U en los extremos de las vigas para garantizar un atado adecuado entre las vigas y el forjado colaborante.

5.3 Diseño a fuego de las vigas perimetrales

5.3.1 Vigas internas perimetrales

Las vigas internas perimetrales de cada zona de diseño forman parte de más de una zona de diseño. Por ejemplo, considerando la viga en la línea imaginaria B entre las líneas imaginarias 1 y 2 en la Figura 5.5, se observa que este elemento es la viga perimetral del lado C de la zona de diseño A y es también la viga perimetral del lado A de la zona de diseño B. Por lo tanto, la protección ante incendio aplicada a este elemento debe estar basada en el mínimo valor de las temperaturas críticas obtenidas para dichas zonas de diseño. Según el output del software FRACOF de la Figura 5.12, la temperatura crítica de la viga en el lado A es de 670°C. Similarmente, para la zona de diseño A, la temperatura crítica de la viga en el lado C es de 693°C, como se puede observar en la Figura 5.16. En este caso, la zona de diseño B tiene una temperatura crítica inferior y por lo tanto más desfavorable, la cual debe utilizarse en el cálculo del espesor de la protección para dicho elemento.

El suministrador de la protección ante incendio debe tener la información que se proporciona a continuación (extraída de los requisitos listados en la Figura 5.12) para que éste determine el espesor de protección requerido.

Periodo de resistencia a fuego	60 minutos
Tamaño de la sección	IPE 500
Temperatura crítica	670°C

Para este tamaño de sección el factor de sección, calculado según la norma EN 1993-1-2, es:

Factor de la sección	104 m ⁻¹ protección en cajón por 3 lados
	134 m ⁻¹ protección perfilada por 3 lados

5.3.2 Vigas extremas

En este ejemplo las vigas extremas se han diseñado no mixtas. Sin embargo, para la situación de incendio estas vigas deben estar adecuadamente atadas a la losa colaborante. Para asegurar este comportamiento, basta con proporcionar barras en U (véanse las secciones 3.3.2 y 3.4) y conectores en la viga. En los casos en los que la chapa está colocada en paralelo a la viga, los conectores deben posicionarse cada 300mm y en los casos en los que la chapa está colocada en perpendicular a la viga, los conectores deben colocarse en cada canal del perfil (tal y como se recomienda en la sección 3.4).

La protección ante incendio requerida para las vigas extremas debe especificarse del mismo modo que para las vigas internas perimetrales.

5.4 Protección ante incendio para los pilares

Todos los pilares en este ejemplo también deben ir protegidos. Al especificar la protección se deben suministrar los siguientes datos.

Periodo de resistencia al fuego	60 minutos
Tamaño de la sección	HD 320 x 158
Factor de la sección	63 m ⁻¹ para protección en cajón por los 4 lados 89 m ⁻¹ para protección perfilada por los 4 lados
Temperatura crítica	el mínimo de 500°C y 80°C menos que la temperatura crítica calculada de acuerdo con la norma EN 1993-1-2.

La protección ante incendio debe extenderse a la altura total de la columna, hasta la parte inferior del forjado.

REFERENCIAS

1. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 1: Theory
The Structural Engineer, June 2000
2. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 2: Design
The Structural Engineer, June 2000
3. BAILEY, C. G.
Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire
Engineering Structures 26
4. EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1 2: General actions. Actions on structures exposed to fire
CEN
5. EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3. Design of steel structures. General rules. Structural fire design
CEN
6. EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design
CEN
7. Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors (FRACOF) Engineering Background, SCI P389, The Steel Construction Institute, 2009.
8. The Building Regulations 2000, Approved Document B (Fire safety) 2006 Edition: Volume 2: Buildings other than dwellinghouses, Department of Communities and Local Government, UK, 2006.
9. EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1 1: General rules and rules for buildings
CEN
10. EN 10080:2005 Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General, CEN.
11. BS 4483:2005 Steel fabric for the reinforcement of concrete. Specification.
BSI
12. BS 4449:1:2005 Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel. Bar, coil and decoiled product. Specification
BSI
13. NF A 35-016-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à verrous – Partie 2 : Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
14. NF A 35-019-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à empreintes – Partie 2 : Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
15. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design
CEN

16. EN 1991-1-1:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings
CEN
17. EN13381-4 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied passive protection to steel members, CEN, (To be published 2009)
18. EN13381-8 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied reactive protection to steel members, CEN, (To be published 2009)
19. EN 1992-1-1 Design of concrete structures – Part 1 1: General rules and rule for buildings
BSI
20. COUCHMAN, G. H , HICKS, S. J and RACKHAM, J, W
Composite Slabs and Beams Using Steel Decking: Best Practice for Design & Construction (2nd edition)
SCI P300, The Steel Construction Institute, 2008
21. BS 8110-1 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction, BSI, London, 1997.
22. BAILEY, C. G.
The influence of thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel framed buildings during a fire
Engineering Structures Vol. 22, July 2000, pp 755 768
23. EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Design of joints
BSI
24. Initial sizing of simple end plate connections
Access-steel document SN013a
Initial sizing of fin plate connections
Access-steel document SN016a
www.access-steel.com
25. Shear resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN014a and SN015a
Tying resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN015a
www.access-steel.com
26. Shear resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN017a
Tying resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN018a
www.access-steel.com
27. LAWSON, R. M.
Enhancement of fire resistance of beams by beam to column connections
The Steel Construction Institute, 1990
28. EN 1363-1:1999 Fire resistance tests. General requirements
CEN
29. EN 1365 Fire resistance tests for loadbearing elements.
EN 1365-1:1999 Walls

EN 1365-2:2000 Floors and roofs
EN 1365-3:2000 Beams
EN 1365-4:1999 Columns
CEN