BIENVENIDA

Barcelona 19/05/22

Enrique Mirambell

Universitat Politècnica de Catalunya

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events

(Mitigación del riesgo de colapso progresivo en pórticos de edificios en acero y mixtos ante eventos excepcionales)

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

ÍNDICE

1. Introducción
2. Contexto normativo
3. Proyecto FAILNOMORE

- **Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:**
  1. Introducción
  2. Contexto normativo
  3. Proyecto FAILNOMORE

1. INTRODUCCIÓN

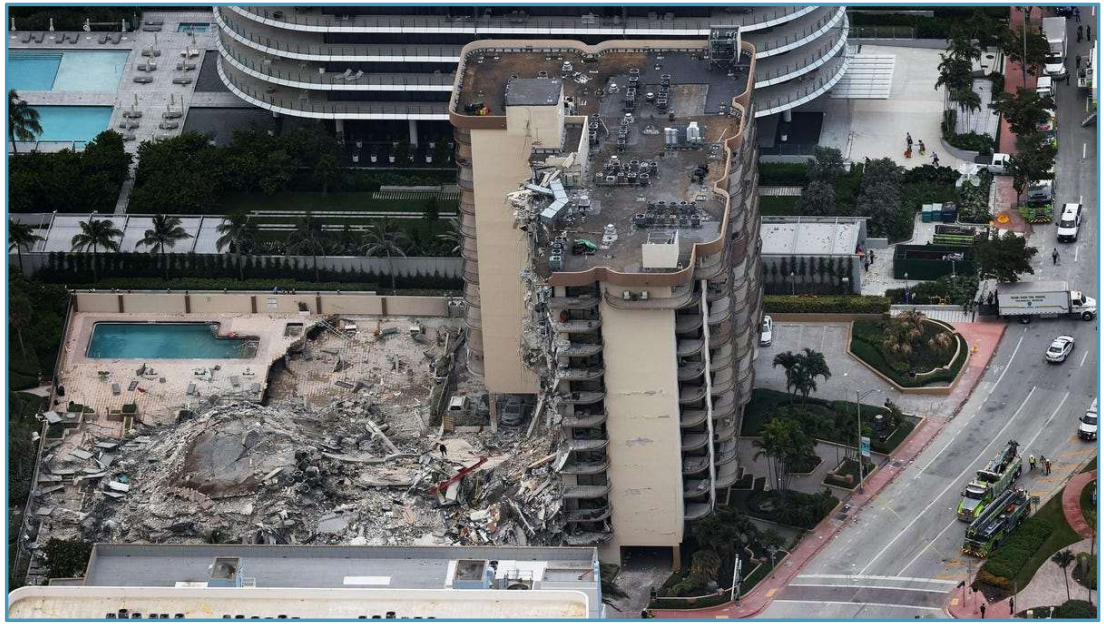
Ronan Point (1968)

1. INTRODUCCIÓN

Alfred P. Murrah Building (1995)

1. INTRODUCCIÓN

Champlain Towers (2021)



1. INTRODUCCIÓN

La ROBUSTEZ ESTRUCTURAL puede definirse como:

La capacidad de una estructura para resistir eventos como fuego, explosión, impacto o las consecuencias de un error humano, sin que la estructura se vea dañada en una medida ***desproporcionada*** *respecto a la causa original*

COLAPSO PROGRESIVO/DESPROPORCIONADO puede definirse como:

El colapso progresivo/desproporcionado de un edificio se puede considerar como la situación en la que el fallo local de un componente estructural primario conduce al colapso de los elementos adyacentes y a un daño generalizado que es desproporcionado con respecto a la causa inicial.

Colapso progresivo vs. Colapso desproporcionado

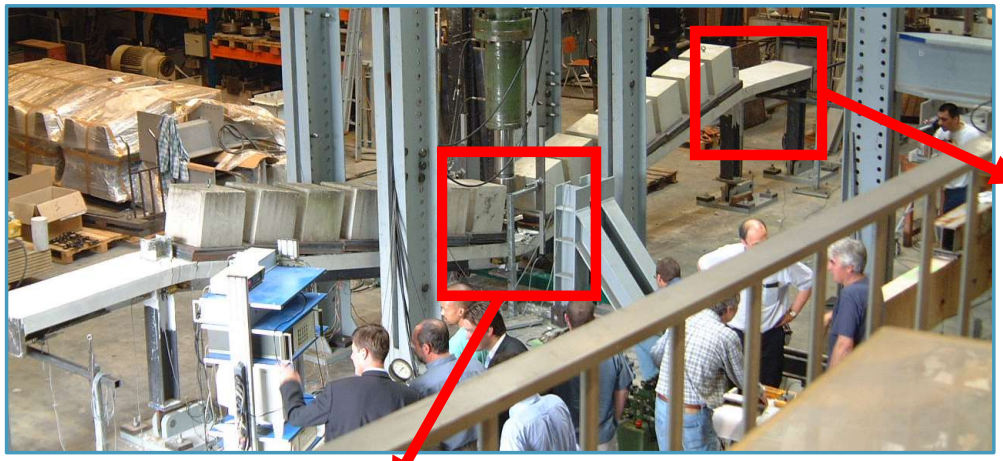
1. INTRODUCCIÓN

Condiciones de carga extrema

- Explosión, impacto, incendio, extraordinaria sobrecarga de nieve, tsunami, tornado, ataques terroristas ……..
- Amenazas identificadas vs. Amenazas no identificadas
- Grandes deformaciones sufridas por los componentes estructurales incluyendo las conexiones
- No adecuación de los métodos de cálculo basados exclusivamente en resistencia
- Necesidad de considerar métodos de cálculo basados en ductilidad
- Estructuras de hormigón vs. Estructuras de acero/mixtas

1. INTRODUCCIÓN

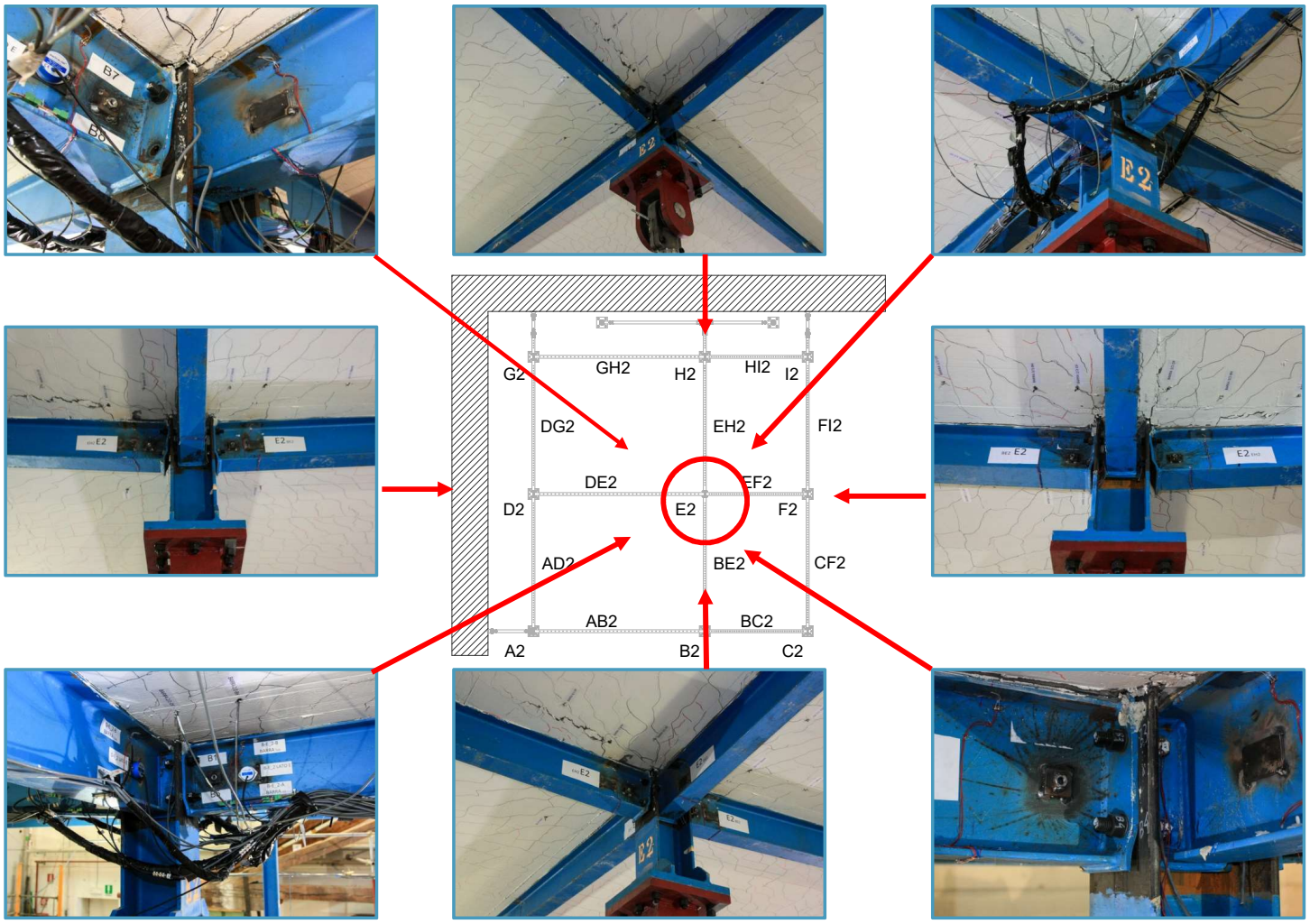
Robustez de las estructuras de acero y mixtas



1. INTRODUCCIÓN

- Robustez de las estructuras de acero y mixtas en ensayos a escala real

1. INTRODUCCIÓN



1. Introducción
2. Contexto normativo
3. Proyecto FAILNOMORE

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Contexto normativo
3. Proyecto FAILNOMORE

2. CONTEXTO NORMATIVO

- La mitigación del colapso progresivo está cubierta en varias normas y guías de diseño Europeas e Internacionales
- Proporcionan recomendaciones generales para alcanzar los requisitos de robustez
- Se basan principalmente en métodos **prescriptivos**

2. CONTEXTO NORMATIVO

EUROCODIGOS ACTUALES

EN 1990

- **EN 1990, 2.1 (4)P** expone el principio básico relativo a la robustez estructural, en el que se establece explícitamente que:

Una estructura se diseñará y ejecutará de tal manera que no se vea dañada por eventos accidentales, tales como explosión, impacto, y por las consecuencias de errores humanos, en una medida desproporcionada respecto a la causa original

- **EN 1990, 2.1 (5)P** establece que:

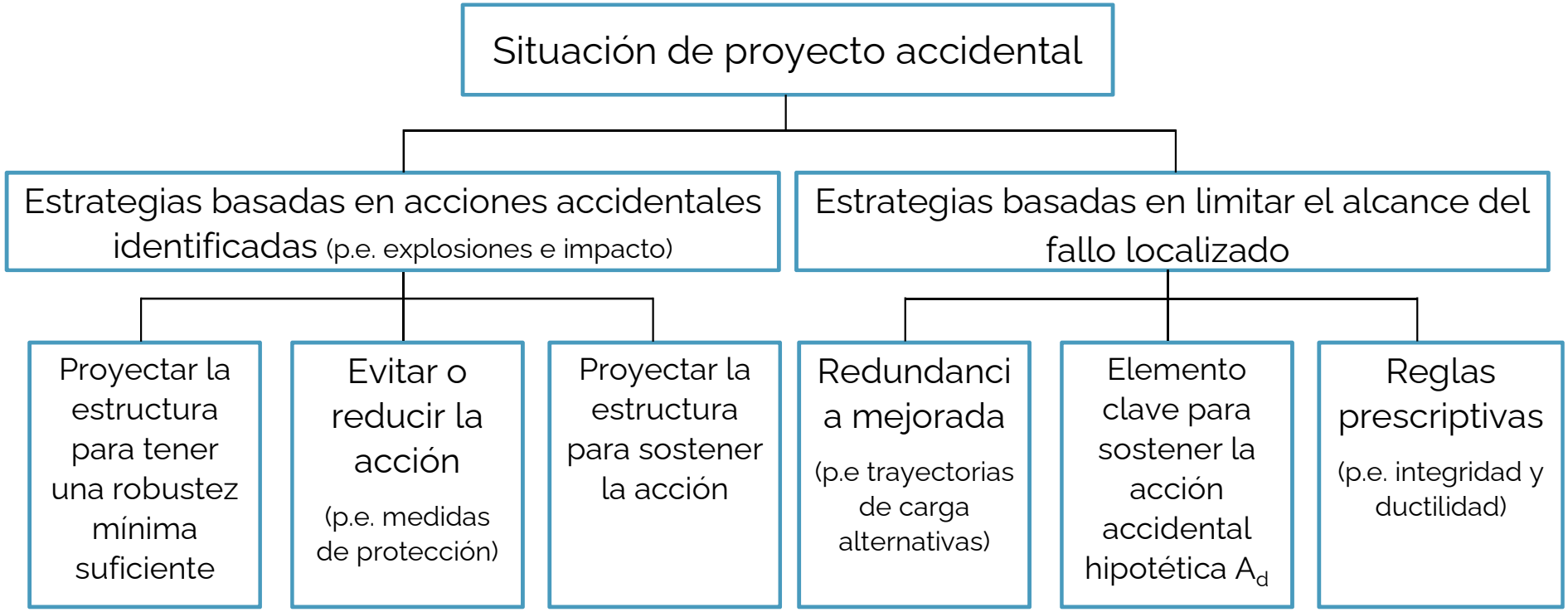
El daño estructural potencial debería evitarse o limitarse por medio de uno o más de los siguientes recursos:

- *evitar, eliminar o reducir los peligros que pudieran incidir sobre la estructura;*
- *seleccionar una forma estructural poco sensible al peligro;*
- *seleccionar una forma y un diseño que puedan soportar la eliminación de partes individuales o limitadas de la estructura;*
- *evitar sistemas que colapsen sin previo aviso;*
- *atar elementos estructurales*

2. CONTEXTO NORMATIVO

EUROCODIGOS ACTUALES

EN 1991-1-7 – Anexo A



2. CONTEXTO NORMATIVO

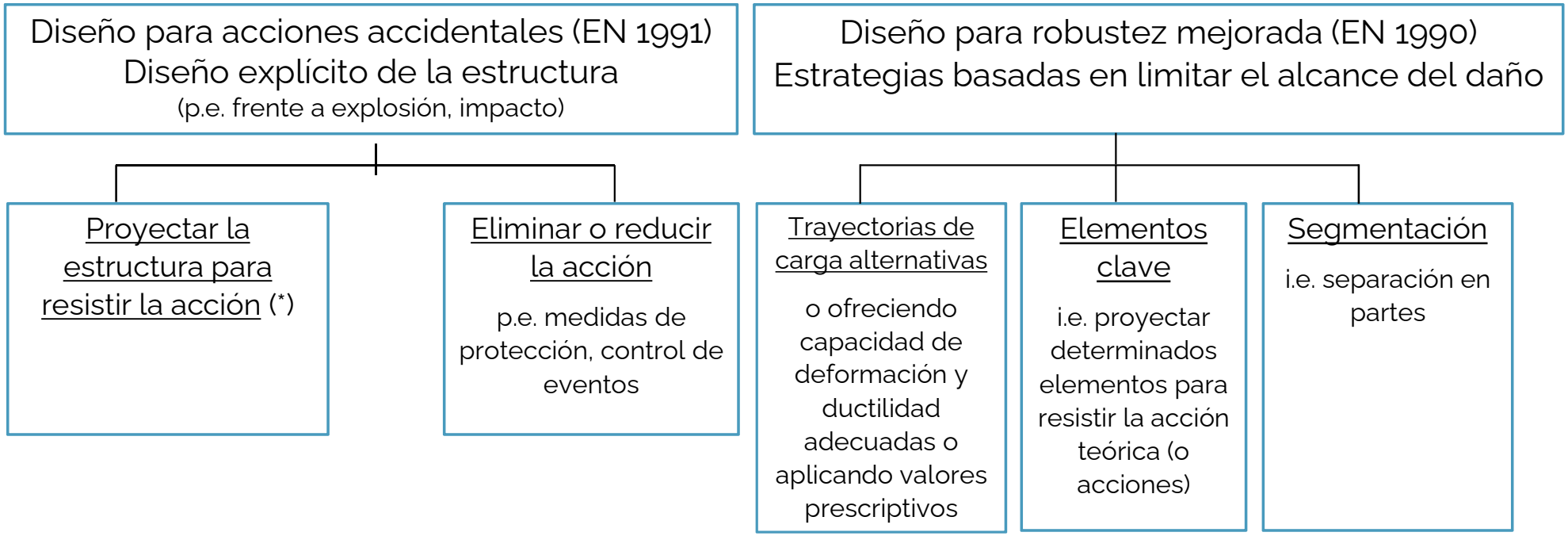
EUROCODIGOS FUTUROS

- Revisión actual de los Eurocódigos
- Working Group CEN/TC 250/WG 6 “Robustness”
- EN 1990 - Sección 4.4 4 y el Anexo Informativo E proporcionan estrategias basadas en limitar la extensión del daño
- El dimensionamiento explícito de estructuras para acciones accidentales identificadas está cubierto dentro del alcance de EN 1991
- Introducción del concepto de “Segmentación”
- Desarrollos en EN 1993 y EN 1998 que pueden ser de relevancia directa e indirecta para el cumplimiento de los requisitos de robustez

2. CONTEXTO NORMATIVO

EUROCÓDIGOS FUTUROS

EN 1990 – Anexo E



(*) El diseño estructural frente a acciones accidentales identificadas puede incorporar elementos diseñados específicamente, que fallen parcial o totalmente, siempre que dicho fallo no conduzca a un posterior colapso estructural, según lo acordado con la autoridad competente.

2. CONTEXTO NORMATIVO

OTROS CÓDIGOS Y GUÍAS DE DISEÑO INTERNACIONALES

- **Códigos y guías de diseño internacionales**
  - The Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03, developed by USA Department of Defense) - 2016
  - The USA General Services Administration: Alternate Path Analysis and design guidelines - 2016
  - ASCE 7-16 - 2017
  - The International Building Code (IBC) - 2018
  - UK Building Regulations 2010 Approved Document A - 2013
  - Chinese Code for Anti-Collapse Design of Building Structures (CECS 392) – 2014
  - Otros

2. CONTEXTO NORMATIVO

EVALUACIÓN DE LOS REQUISITOS DE ROBUSTEZ EN EUROCÓDIGO

- Requisitos generales/amplios que pueden ser difíciles de interpretar
- No se dispone de un conjunto coherente de reglas
- Requisitos de ductilidad
- Necesidad de incorporar los últimos resultados de la investigación hasta la fecha
- Necesidad de métodos y herramientas prácticos y simplificados

1. Introducción
2. Contexto normativo
3. Proyecto FAILNOMORE

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Contexto normativo
3. Proyecto FAILNOMORE

3. Proyecto FAILNOMORE

- **Proyecto financiado por la Research Fund for Coal and Steel (RFCS) de la European Commission**

- **El objetivo principal es elaborar un conjunto de guías de diseño prácticas y de fácil uso para mitigar el riesgo del colapso progresivo de las estructuras de acero y mixtas sometidas a eventos excepcionales**

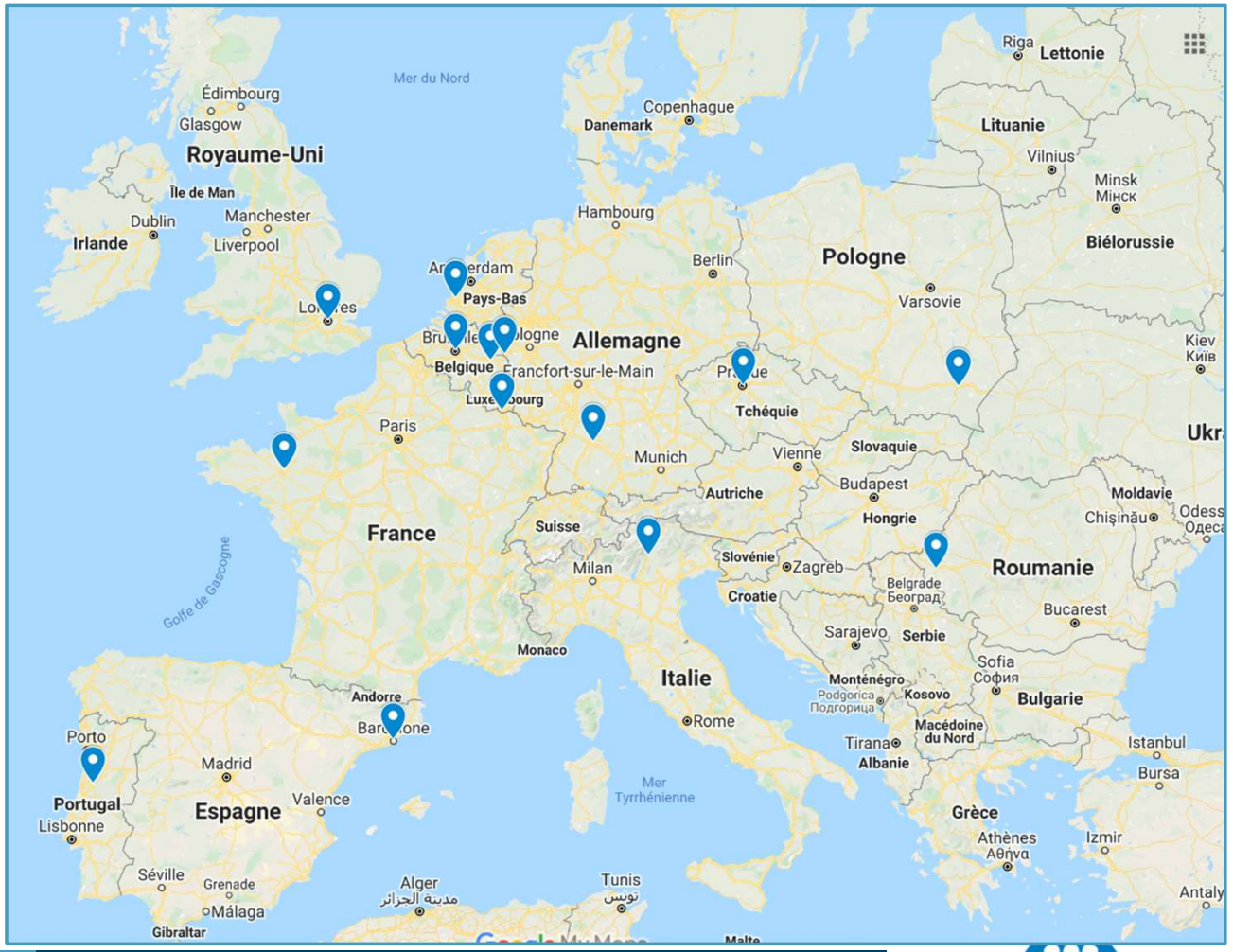
- **Las guías de diseño propuestas se basan en:**
  - Proyectos de investigación recientes
  - Literatura disponible

3. Proyecto FAILNOMORE

- **Socios:**
  - University of Liège – Belgium
  - University of Coimbra – Portugal
  - Imperial College London - UK
  - University of Stuttgart – Germany
  - University of Trento – Italy
  - Politehnica University Timisoara – Romania
  - Czech Technical University of Prague – Czech Republic
  - Rzeszow University of Technology - Poland
  - Technical University of Delft – The Netherlands
  - Universitat Politècnica de Catalunya – Spain
  - INSA de Rennes – France
  - ECCS – Europe
  - Feldmann + Weynand GmbH – Germany
  - ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.- Luxembourg

3. Proyecto FAILNOMORE

Socios:



3. Proyecto FAILNOMORE

- Las guías de diseño propuestas se han incluido en un Manual de Diseño
- El Manual de Diseño está disponible de manera gratuita (a través de la página web de la ECCS - https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/) en 10 idiomas distintos (Inglés, portugués, alemán, italiano, rumano, checo, polaco, holandés, español y francés)

3. Proyecto FAILNOMORE

Manual de Diseño de FAILNOMORE – Índice

Parte 1 – Diseño para la robustez

1. Contexto normativo
2. Diseño para la robustez
3. Clases de consecuencias
4. Amenazas identificadas
5. Amenazas no identificadas
6. Evaluación de riesgo
7. Conclusiones

Parte 2 – Ejemplos de cálculo

- Estructura metálica en zona no sísmica
- Estructura metálica en zona sísmica
- Estructura mixta en zona no sísmica
- Estructura mixta en zona sísmica

Parte 3 – Anexos

Parte 4 - Referencias

3. Proyecto FAILNOMORE

Las presentaciones del workshop FAILNOMORE expondrán las diferentes estrategias y métodos de diseño propuestos en el Manual de Diseño

BIENVENIDA

Barcelona 19/05/22

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci! Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci! Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Enrique Mirambell

enrique.mirambell@upc.edu

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

DISEÑO PARA LA ROBUSTEZ

José M. Adam

ICITECH - Universitat Politècnica de València

Barcelona 19/05/22

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events

(Mitigación del riesgo de colapso progresivo en pórticos de edificios en acero y mixtos ante eventos excepcionales)

Research Fund for Coal & Steel

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

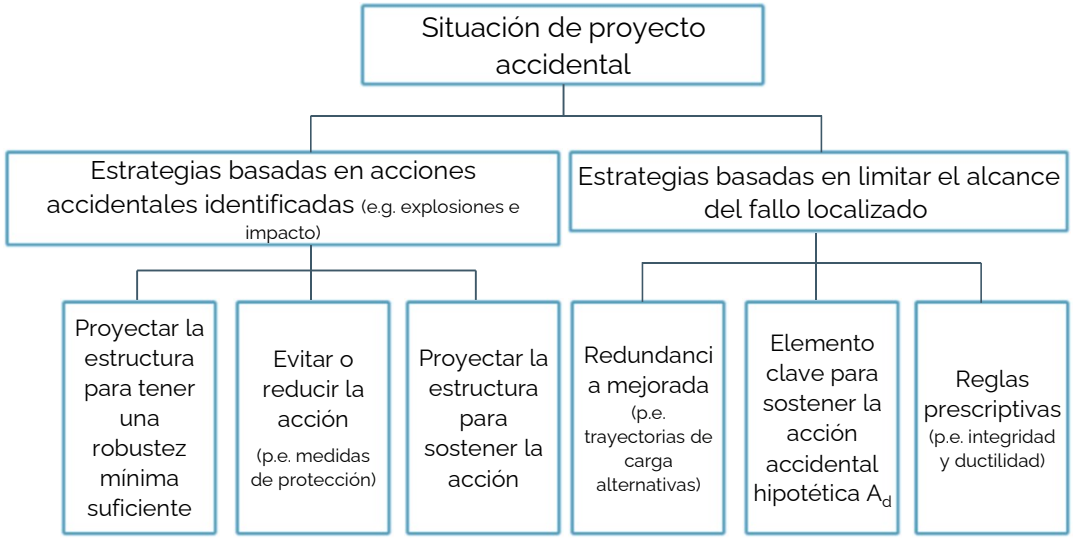
1. INTRODUCCIÓN

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

1. INTRODUCCIÓN

Estrategias de proyecto y cálculo propuestas en EN 1991-1-7



- **Debilidades identificadas:**
  - No hay indicaciones claras sobre cómo seleccionar las estrategias de proyecto y cálculo a aplicar
  - No se dispone de un conjunto coherente de reglas

→ **No hay una guía clara sobre cómo diseñar para la robustez**

→ **El Manual de Diseño de FAILNOMORE tiene como objetivo superar estas debilidades proponiendo, en su Capítulo 2, un enfoque general de diseño comúnmente acordado a nivel europeo**

→ **A continuación se presenta este enfoque general de diseño**

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

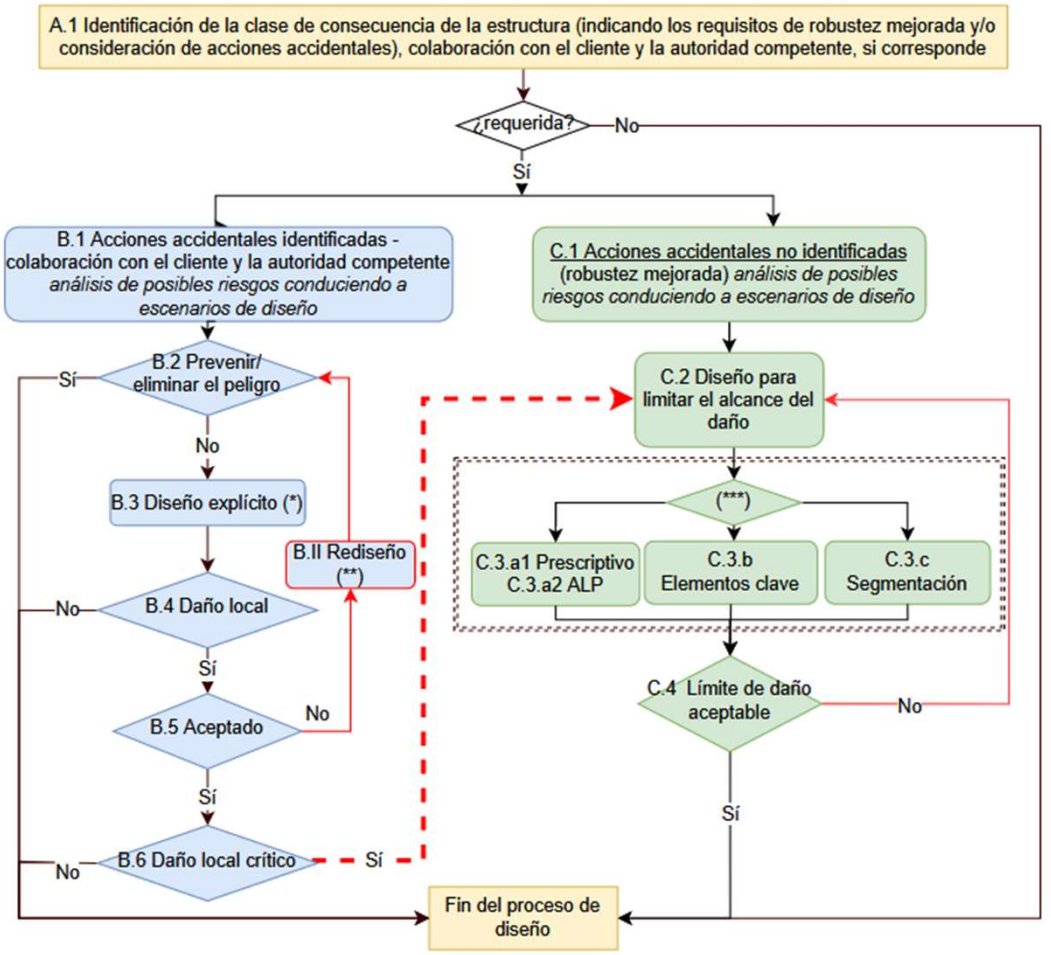
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

2. ENFOQUE GENERAL DE DISEÑO

- El diseño para la robustez estructural se propone como un procedimiento paso a paso presentado en un diagrama de flujo general

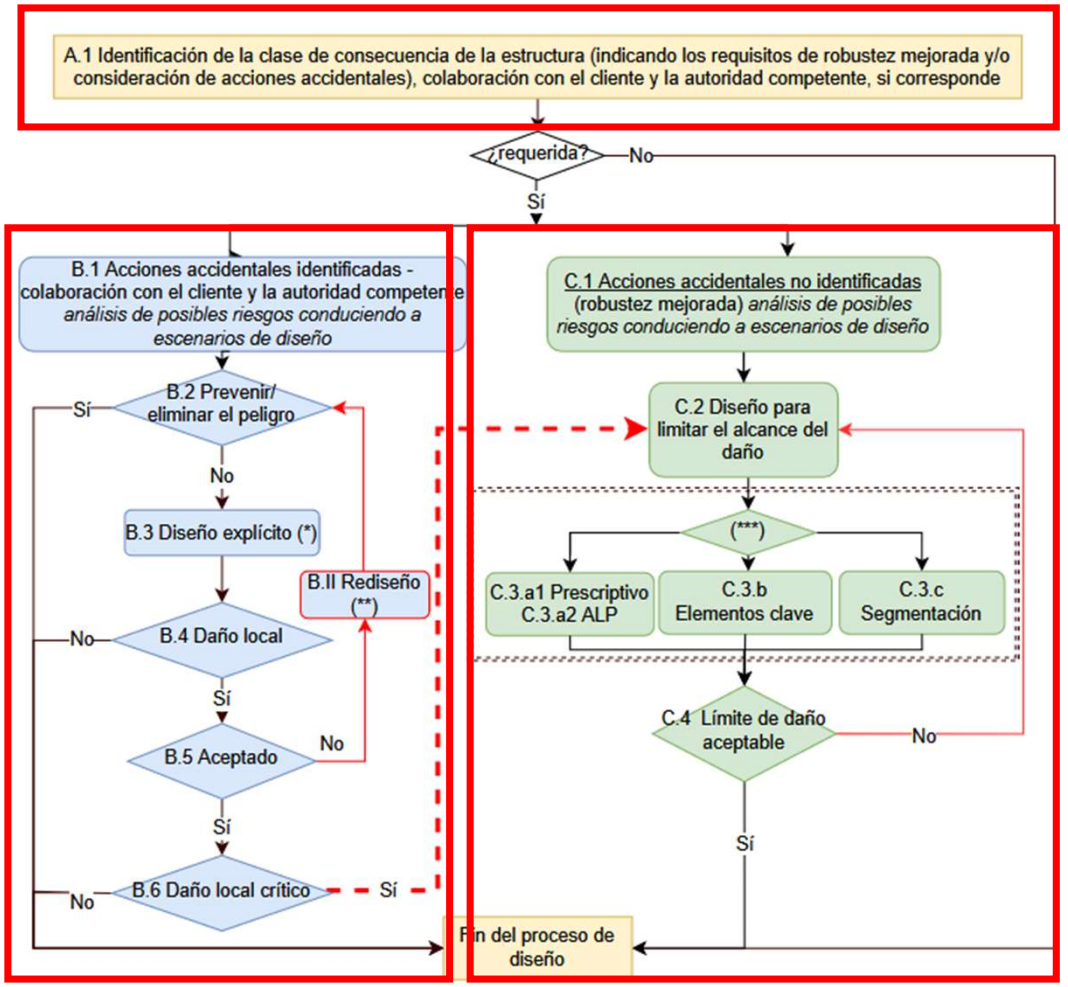
- Este diagrama de flujo es la columna vertebral del Manual de Diseño de FAILNOMORE



2. ENFOQUE GENERAL DE DISEÑO

- **Este diagrama de flujo se puede subdividir en tres partes principales:**

A. Definición de la clase de consecuencia de la estructura estudiada
B. Estrategias de diseño para acciones accidentales identificadas
C. Estrategias de diseño para acciones accidentales no identificadas



1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

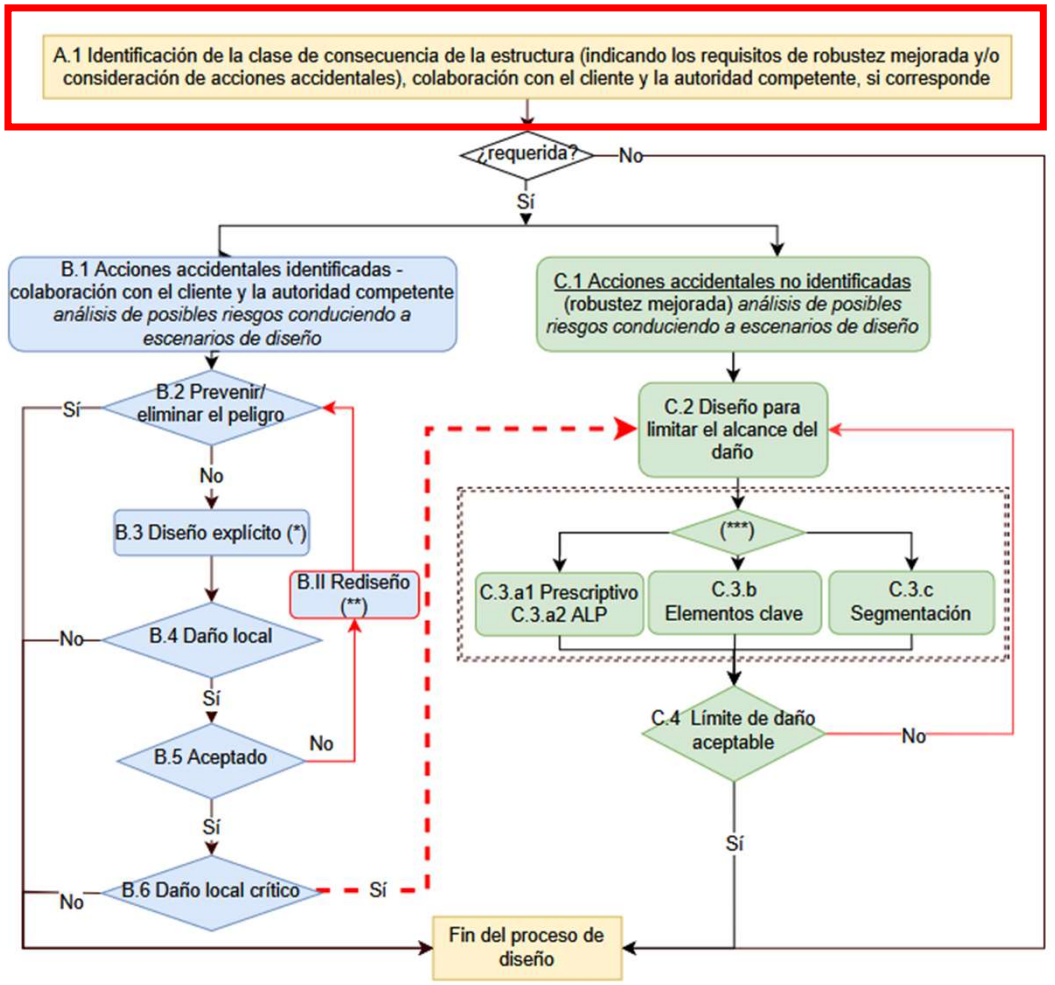
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

Enfoque general de diseño

- **Este diagrama de flujo se puede subdividir en tres partes principales:**
  - A. Definición de la clase de consecuencia de la estructura estudiada
  - B. Estrategias de diseño para acciones accidentales identificadas
  - C. Estrategias de diseño para acciones accidentales no identificadas



3. CLASES DE CONSECUENCIAS

- **Las estructuras de los edificios se clasifican en "clases de consecuencias" reflejando las consecuencias de un fallo estructural en términos de:**
  - Pérdida de vidas humanas
  - Lesiones personales
  - Pérdidas económicas
  - Pérdidas sociales
  - Pérdidas ambientales

- **Esta clasificación es una simplificación de un sistema complejo basado en el riesgo, relacionado con el tipo de edificio, la altura, la ocupación, la naturaleza de los materiales, ...**

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

En el Anexo A de EN 1991-1-7 y en EN 1990, se identifican tres clases de consecuencias:

Clases de consecuencias (CC)	Categorización del tipo de edificio y ocupación
1	Casas de viviendas ≤ 4 pisos - Edificios agrícolas donde la gente no suele entrar (por ejemplo, almacenes), invernaderos - Edificios a los que rara vez va la gente, siempre a una distancia de los otros edificios de 1,5 veces su altura
2a (Grupo de Menor Riesgo)	Casas de viviendas de 5 pisos - Hoteles, edificios residenciales, oficinas ≤ 4 pisos - Edificios industriales ≤ 3 pisos - Locales comerciales ≤ 3 pisos y < que 1000 m2 de superficie en cada piso - Edificios docentes de una sola planta - Edificios ≤ 2 pisos admitiendo público con superficie ≤ 2000 m2 en cada piso
2b (Grupo de Mayor Riesgo)	Hoteles, residencias, oficinas > 4 pisos pero ≤ 15 pisos - Edificios docentes > un piso pero ≤ 15 pisos - Locales comerciales > 3 pisos pero ≤ 15 pisos - Hospitales ≤ 3 pisos - Oficinas > 4 pisos pero no excediendo 15 pisos - Edificios admitiendo público con superficie > 2000 m2 pero ≤ 5000 m2 en cada piso - Aparcamiento de coches ≤ 6 pisos
3	Edificios definidos anteriormente como Clases 2a y 2b que exceden los límites de área y pisos - Edificios en los que se admite gran cantidad de público (p.e., salas de conciertos, tribunas, etc.) - Estadios con capacidad para más de 5000 espectadores - Edificios con sustancias/procesos peligrosos

CC1: Consecuencia baja de pérdida de vidas humanas **y pequeñas o despreciables** consecuencias económicas, sociales o ambientales

CC2: Consecuencia media de pérdida de vidas humanas, **considerables consecuencias** económicas, sociales o ambientales

CC3: Consecuencia alta de pérdida de vidas humanas **o muy grandes consecuencias** económicas, sociales o ambientales

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

En el Anexo A de EN 1991-1-7 y en EN 1990, se identifican tres clases de consecuencias:

Clases de consecuencias (CC)	Categorización del tipo de edificio y ocupación
1	Casas de viviendas ≤ 4 pisos - Edificios agrícolas donde la gente no suele entrar (por ejemplo, almacenes), invernaderos - Edificios a los que rara vez va la gente, siempre a una distancia de los otros edificios de 1,5 veces su altura
2a (Grupo de Menor Riesgo)	Casas de viviendas de 5 pisos - Hoteles, edificios residenciales, oficinas ≤ 4 pisos - Edificios industriales ≤ 3 pisos - Locales comerciales ≤ 3 pisos y < que 1000 m2 de superficie en cada piso - Edificios docentes de una sola planta - Edificios ≤ 2 pisos admitiendo público con superficie ≤ 2000 m2 en cada piso
2b (Grupo de Mayor Riesgo)	Hoteles, residencias, oficinas > 4 pisos pero ≤ 15 pisos - Edificios docentes > un piso pero ≤ 15 pisos - Locales comerciales > 3 pisos pero ≤ 15 pisos - Hospitales ≤ 3 pisos - Oficinas > 4 pisos pero no excediendo 15 pisos - Edificios admitiendo público con superficie > 2000 m2 pero ≤ 5000 m2 en cada piso - Aparcamiento de coches ≤ 6 pisos
3	Edificios definidos anteriormente como Clases 2a y 2b que exceden los límites de área y pisos - Edificios en los que se admite gran cantidad de público (p.e., salas de conciertos, tribunas, etc.) - Estadios con capacidad para más de 5000 espectadores - Edificios con sustancias/procesos peligrosos

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

En el Anexo A de EN 1991-1-7 y en EN 1990, se identifican tres clases de consecuencias:

Clases de consecuencias (CC)	Categorización del tipo de edificio y ocupación
1	Casas de viviendas ≤ 4 pisos - Edificios agrícolas donde la gente no suele entrar (por ejemplo, almacenes), invernaderos - Edificios a los que rara vez va la gente, siempre a una distancia de los otros edificios de 1,5 veces su altura
2a (Grupo de Menor Riesgo)	Casas de viviendas de 5 pisos - Hoteles, edificios residenciales, oficinas ≤ 4 pisos - Edificios industriales ≤ 3 pisos - Locales comerciales ≤ 3 pisos y < que 1000 m2 de superficie en cada piso - Edificios docentes de una sola planta - Edificios ≤ 2 pisos admitiendo público con superficie ≤ 2000 m2 en cada piso
2b (Grupo de Mayor Riesgo)	Hoteles, residencias, oficinas > 4 pisos pero ≤ 15 pisos - Edificios docentes > un piso pero ≤ 15 pisos - Locales comerciales > 3 pisos pero ≤ 15 pisos - Hospitales ≤ 3 pisos - Oficinas > 4 pisos pero no excediendo 15 pisos - Edificios admitiendo público con superficie > 2000 m2 pero ≤ 5000 m2 en cada piso - Aparcamiento de coches ≤ 6 pisos
3	Edificios definidos anteriormente como Clases 2a y 2b que exceden los límites de área y pisos - Edificios en los que se admite gran cantidad de público (p.e., salas de conciertos, tribunas, etc.) - Estadios con capacidad para más de 5000 espectadores - Edificios con sustancias/procesos peligrosos

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

En el Anexo A de EN 1991-1-7 y en EN 1990, se identifican tres clases de consecuencias:

Clases de consecuencias (CC)	Categorización del tipo de edificio y ocupación
1	Casas de viviendas ≤ 4 pisos - Edificios agrícolas donde la gente no suele entrar (por ejemplo, almacenes), invernaderos - Edificios a los que rara vez va la gente, siempre a una distancia de los otros edificios de 1,5 veces su altura
2a (Grupo de Menor Riesgo)	Casas de viviendas de 5 pisos - Hoteles, edificios residenciales, oficinas ≤ 4 pisos - Edificios industriales ≤ 3 pisos - Locales comerciales ≤ 3 pisos y < que 1000 m2 de superficie en cada piso - Edificios docentes de una sola planta - Edificios ≤ 2 pisos admitiendo público con superficie ≤ 2000 m2 en cada piso
2b (Grupo de Mayor Riesgo)	Hoteles, residencias, oficinas > 4 pisos pero ≤ 15 pisos - Edificios docentes > un piso pero ≤ 15 pisos - Locales comerciales > 3 pisos pero ≤ 15 pisos - Hospitales ≤ 3 pisos - Oficinas > 4 pisos pero no excediendo 15 pisos - Edificios admitiendo público con superficie > 2000 m2 pero ≤ 5000 m2 en cada piso - Aparcamiento de coches ≤ 6 pisos
3	Edificios definidos anteriormente como Clases 2a y 2b que exceden los límites de área y pisos - Edificios en los que se admite gran cantidad de público (p.e., salas de conciertos, tribunas, etc.) - Estadios con capacidad para más de 5000 espectadores - Edificios con sustancias/procesos peligrosos

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

En el Anexo A de EN 1991-1-7 y en EN 1990, se identifican tres clases de consecuencias:

Clases de consecuencias (CC)	Categorización del tipo de edificio y ocupación
1	Casas de viviendas ≤ 4 pisos - Edificios agrícolas donde la gente no suele entrar (por ejemplo, almacenes), invernaderos - Edificios a los que rara vez va la gente, siempre a una distancia de los otros edificios de 1,5 veces su altura
2a (Grupo de Menor Riesgo)	Casas de viviendas de 5 pisos - Hoteles, edificios residenciales, oficinas ≤ 4 pisos - Edificios industriales ≤ 3 pisos - Locales comerciales ≤ 3 pisos y < que 1000 m2 de superficie en cada piso - Edificios docentes de una sola planta - Edificios ≤ 2 pisos admitiendo público con superficie ≤ 2000 m2 en cada piso
2b (Grupo de Mayor Riesgo)	Hoteles, residencias, oficinas > 4 pisos pero ≤ 15 pisos - Edificios docentes > un piso pero ≤ 15 pisos - Locales comerciales > 3 pisos pero ≤ 15 pisos - Hospitales ≤ 3 pisos - Oficinas > 4 pisos pero no excediendo 15 pisos - Edificios admitiendo público con superficie > 2000 m2 pero ≤ 5000 m2 en cada piso - Aparcamiento de coches ≤ 6 pisos
3	Edificios definidos anteriormente como Clases 2a y 2b que exceden los límites de área y pisos - Edificios en los que se admite gran cantidad de público (p.e., salas de conciertos, tribunas, etc.) - Estadios con capacidad para más de 5000 espectadores - Edificios con sustancias/procesos peligrosos

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

- Para las estructuras de edificios no cubiertas por esta tabla

  → Se requiere criterio ingenieril y conocimiento

- En el Capítulo 3 del Manual de Diseño de FAILNOMORE se proporcionan algunas pautas adicionales

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

- **La clase de consecuencias del edificio permite al proyectista evaluar el método de diseño que se adoptará con el fin de lograr un nivel adecuado de robustez**

- **Clase de consecuencias 1 (CC1):**

  El diseño para la robustez no implica ninguna consideración específica siempre que el diseño se lleve a cabo en total cumplimiento con las reglas dadas en el conjunto de los Eurocódigos

- **Clase de consecuencias 2 y 3 (CC2a, CC2b y CC3):**

  El diseño para la robustez implica enfoques específicos que podrían ir desde simples reglas prescriptivas hasta análisis de riesgo avanzados y métodos analíticos o numéricos complejos

3. CLASES DE CONSECUENCIAS

- **Una vez establecida la clase de consecuencias, el proyectista, en estrecha colaboración con el cliente y la autoridad competente, identificará las potenciales amenazas y los escenarios relevantes de carga accidental**

- **La identificación de potenciales amenazas permite al proyectista abogar por :**
  - un diseño explícito para una acción accidental específica identificable y/o
  - una estrategia de diseño que limite la extensión del daño inicial surgido como consecuencia de cualquier evento accidental no identificable

- **Adicionalmente, para CC3, generalmente se requiere una evaluación sistemática del riesgo**

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

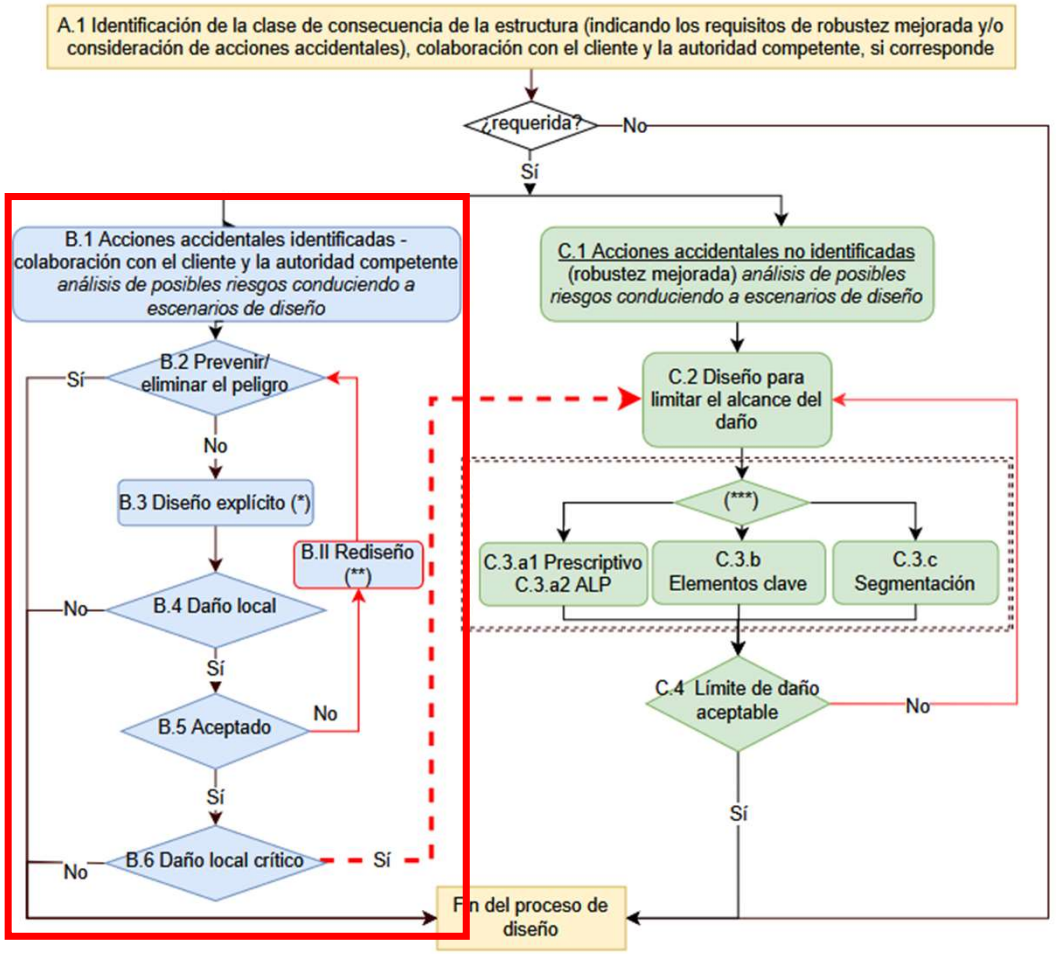
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

4. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES IDENTIFICADAS

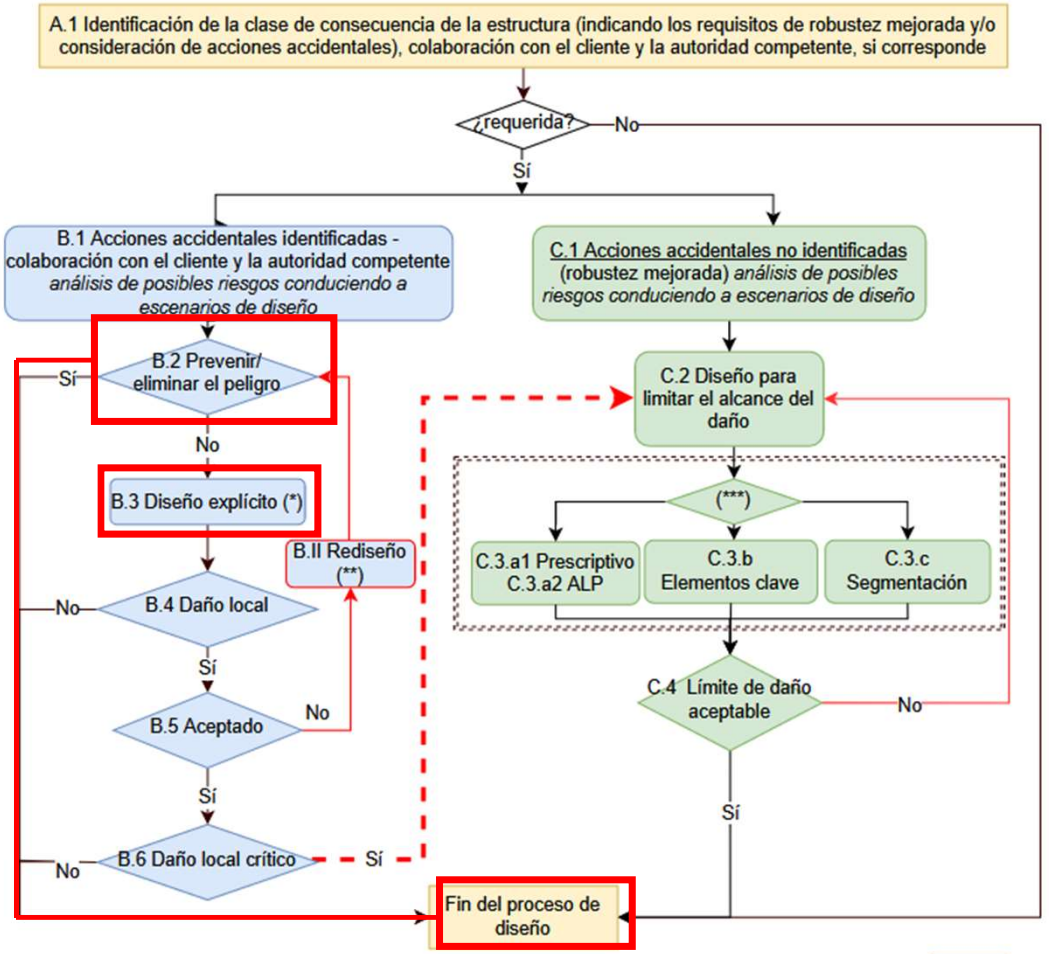
Enfoque general de diseño

- **Este diagrama de flujo se puede subdividir en tres partes principales:**
  - A. Definición de la clase de consecuencia de la estructura estudiada
  - B. Estrategias de diseño para acciones accidentales identificadas
  - C. Estrategias de diseño para acciones accidentales no identificadas



4. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES IDENTIFICADAS

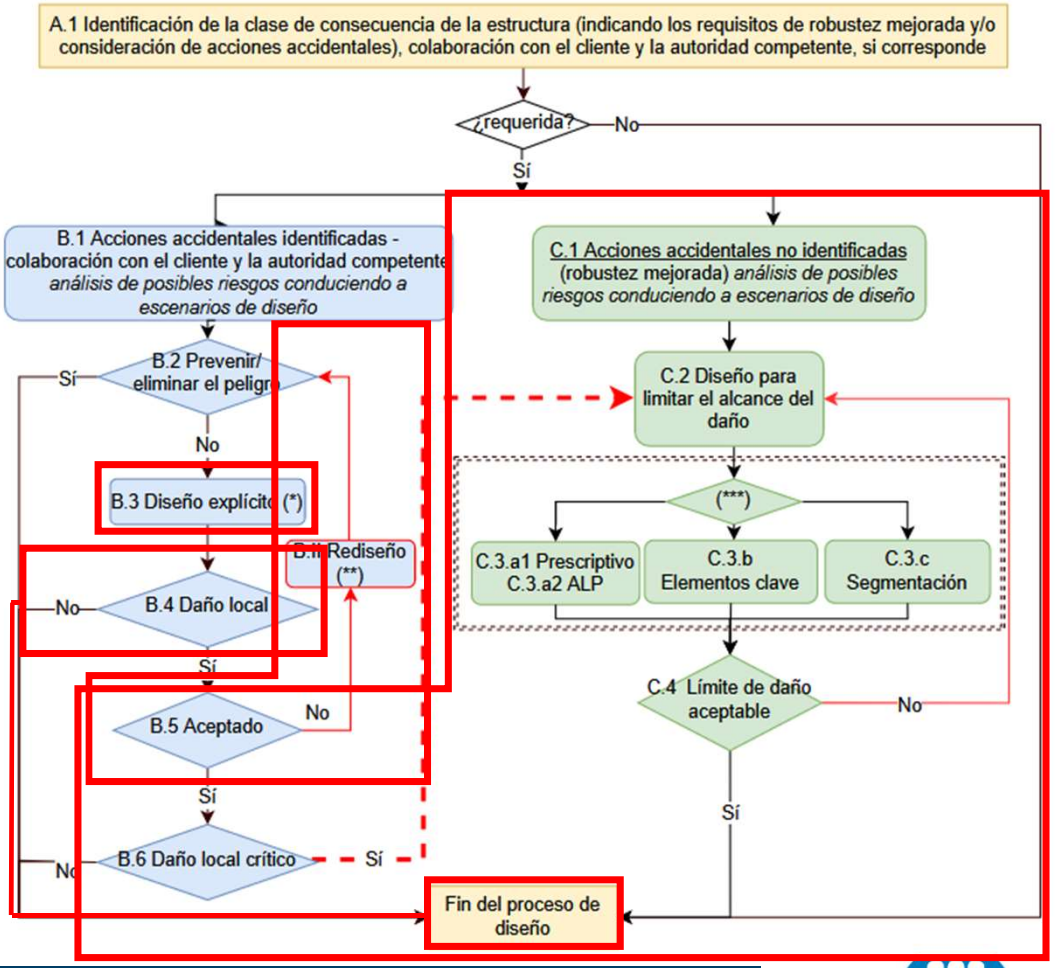
- **Verificar la posibilidad de utilizar medidas preventivas y/o protectoras para reducir o mitigar las acciones accidentales**
  - Si la acción se evita por completo, finaliza el proceso de diseño para esta amenaza específica
  - Si la acción solo se reduce, se requiere una evaluación de los posibles daños a través de un diseño explícito



4. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES IDENTIFICADAS

Diseño explícito para la acción accidental considerada

- Si no hay daño local, finaliza el proceso de diseño
- Si algún daño local es inaceptable ➔ se debe rediseñar la estructura
- Si existe un daño aceptable, debe evitarse su alcance, o extensión, mediante estrategias de diseño adecuadas, como las propuestas para las acciones accidentales no identificables



4. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES IDENTIFICADAS

- **El diseño bajo acciones accidentales identificadas puede basarse en métodos analíticos y/o numéricos**

- **El nivel de sofisticación de los métodos está fuertemente ligado a la clase de consecuencias:**

  - Para la CC2, es posible el uso de métodos prescriptivos o de análisis simplificados basados en modelos estáticos equivalentes

  - Para la CC3, puede ser necesario el uso de métodos refinados (análisis dinámico, modelos no lineales...)

4. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES IDENTIFICADAS

- **En el Capítulo 4 del Manual de Diseño de FAILNOMORE, se consideran cuatro acciones accidentales:**
  - Impactos
  - Explosiones internas y externas
  - Incendio como evento excepcional
  - Sismo como evento excepcional

- **Se proponen diferentes enfoques con distintos niveles de sofisticación**

- **Esto último se expondrá en una presentación específica**

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

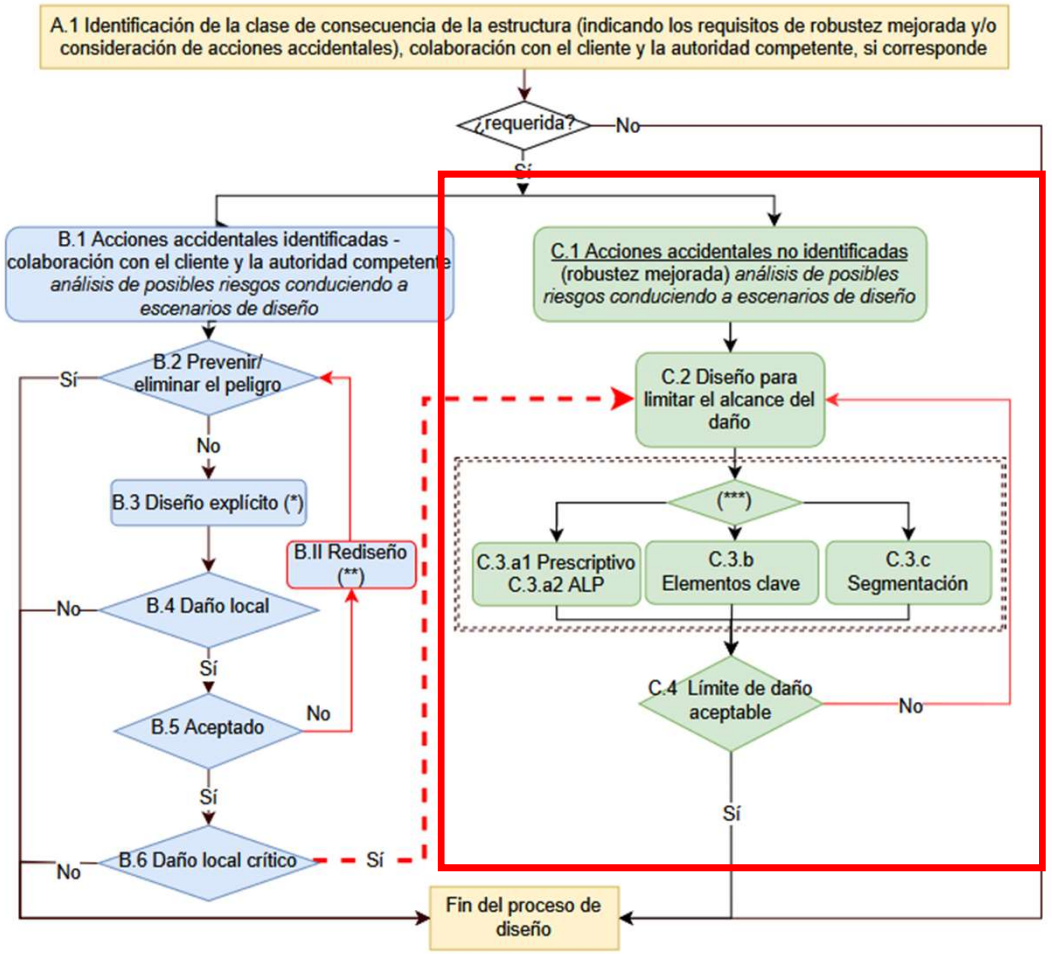
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

Enfoque general de diseño

- **Este diagrama de flujo se puede subdividir en tres partes principales:**
  - A. Definición de la clase de consecuencia de la estructura estudiada
  - B. Estrategias de diseño para acciones accidentales identificadas
  - C. Estrategias de diseño para acciones accidentales no identificadas



5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

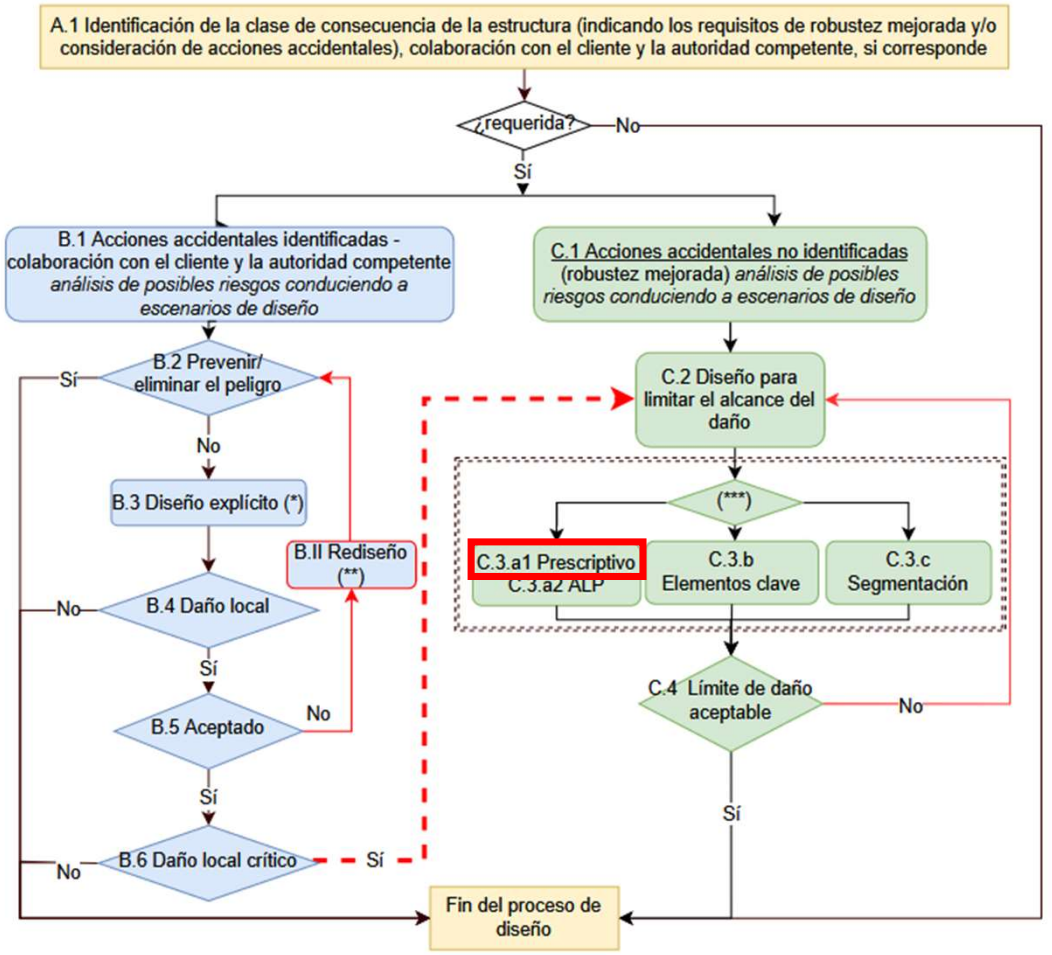
- **El diseño para acciones accidentales no identificadas se basa en estrategias destinadas a limitar el alcance de un daño localizado, sea cual sea su causa inicial:**
  - Método de la trayectoria alternativa de carga (ALP)
  - Método del elemento clave
  - Método de segmentación

- **El nivel de sofisticación de los métodos propuestos irá desde métodos prescriptivos hasta sofisticados análisis no lineales completos**

- **La selección del método a aplicar está fuertemente ligada a la clase de consecuencias**

5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

- Para CC2a, EN 1991-1-7 sugiere proporcionar a la estructura un sistema de atado horizontal eficiente utilizando un método prescriptivo

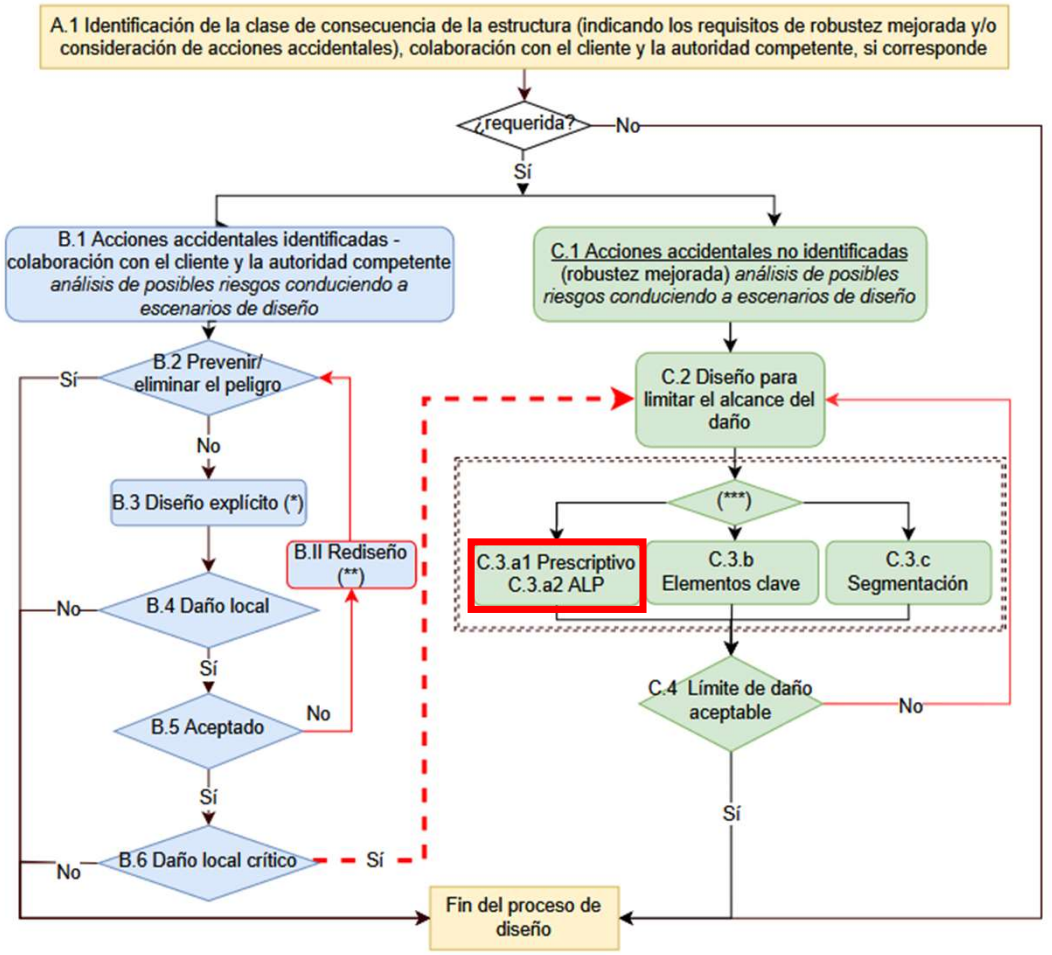


5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

- **Para CC2b, EN 1991-1-7 sugiere proporcionar a la estructura un sistema de atado horizontal y vertical eficiente utilizando un método prescriptivo**

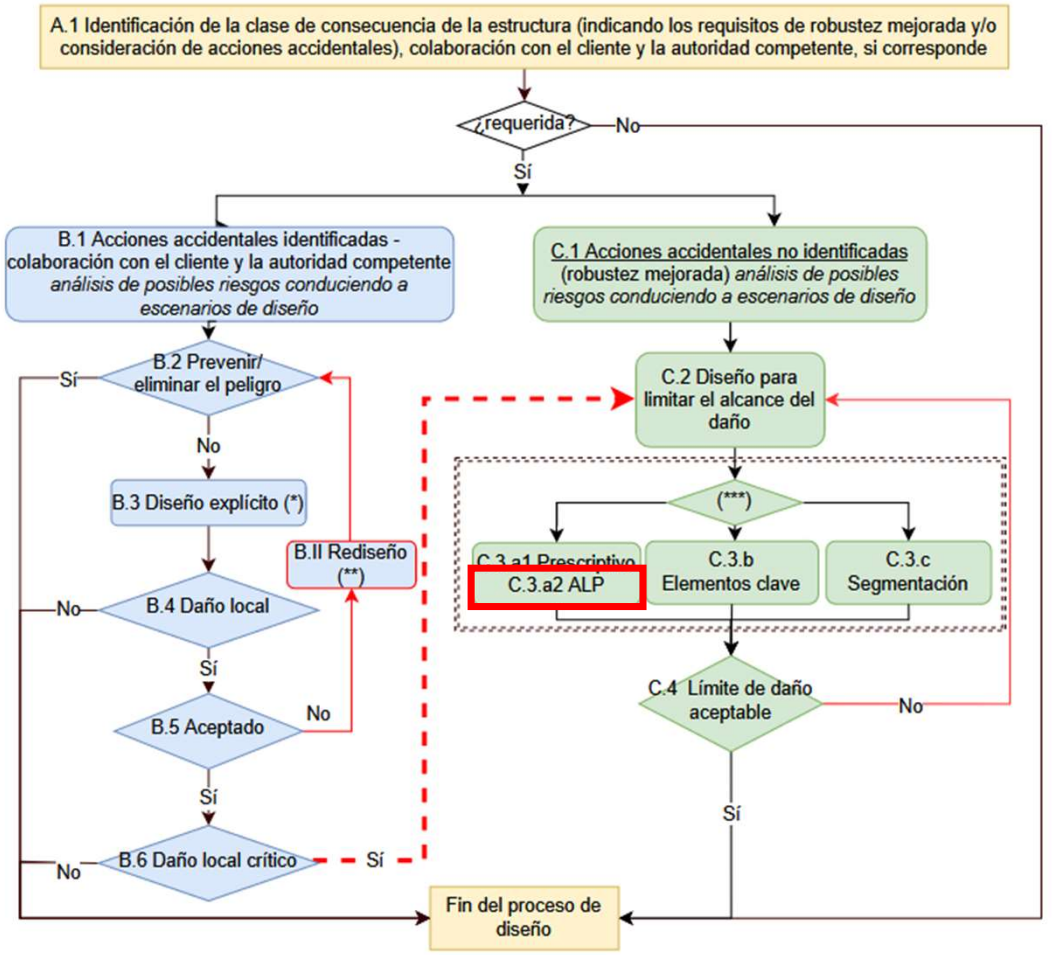
  o

  Considerar la eliminación completa de los elementos de soporte→ Método ALP



5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

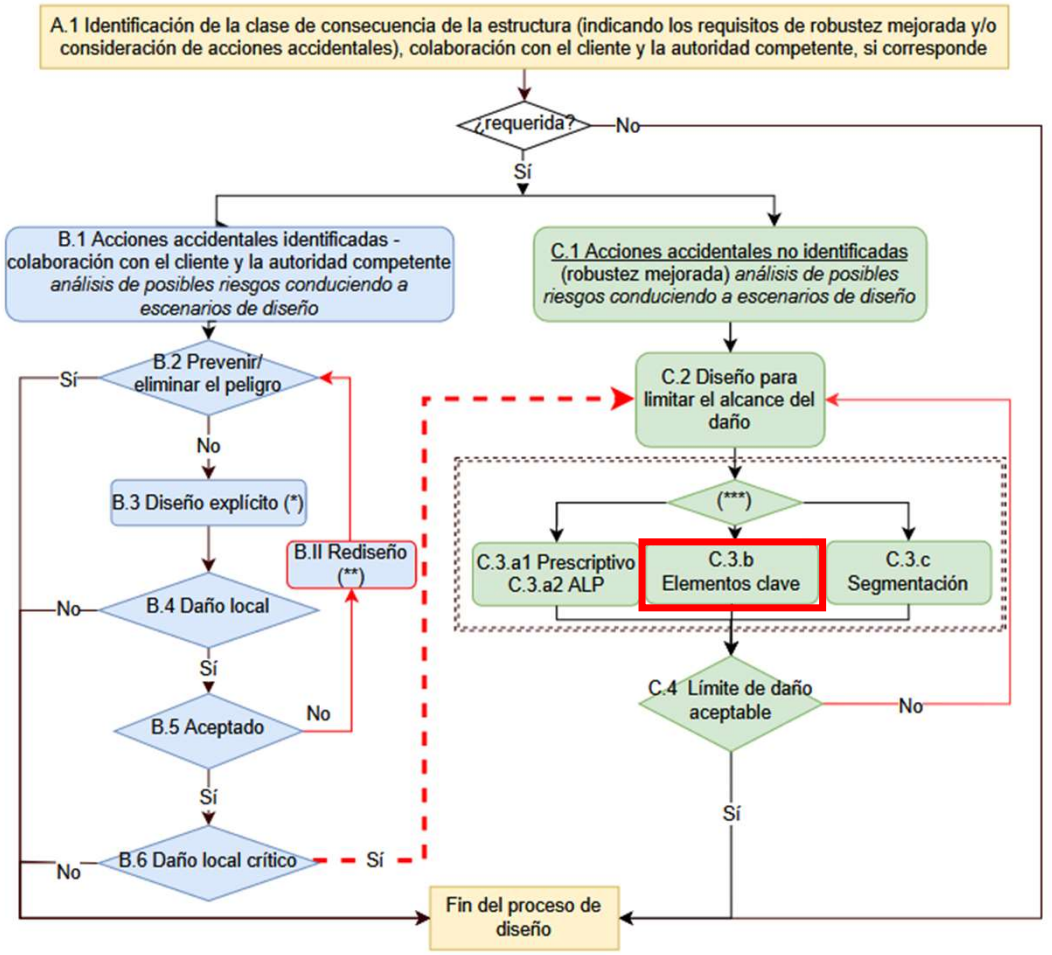
- **Para CC3, se recomienda el uso del método ALP a través de métodos refinados como análisis dinámicos**



5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

- Cuando la pérdida de un elemento estructural de soporte genera un colapso desproporcionado, el elemento eliminado debería etiquetarse como un "elemento clave"

- El diseño debería orientarse hacia métodos de mejora local de la capacidad resistente del elemento clave, considerando una hipotética acción accidental

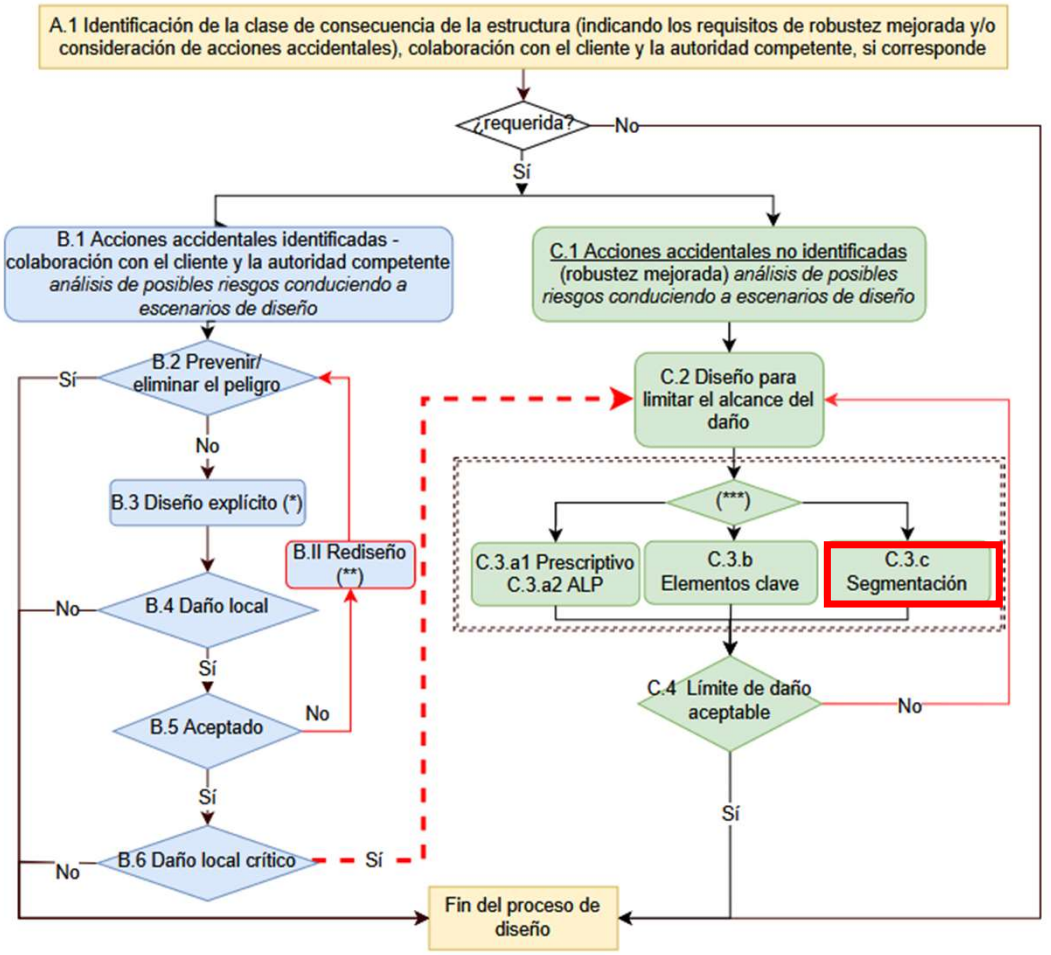


5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

- Una alternativa a estos métodos es el empleo de la segmentación

- La segmentación es una estrategia de diseño para prevenir o limitar un daño inicial al aislar la parte dañada de una estructura de la estructura restante

- Las estrategias de segmentación generalmente se pueden basar en bordes de segmento débiles o bordes de segmento fuertes



5. DISEÑO PARA ACCIONES ACCIDENTALES NO IDENTIFICADAS

- Los diferentes métodos en los que se basan estas estrategias de diseño se presentan en el Capítulo 5 del Manual de Diseño de FAILNOMORE

- Se detallarán en una presentación específica

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

6. IMPORTANCIA DE LAS UNIONES ESTRUCTURALES

- **Las uniones estructurales son elementos estructurales importantes que influyen en la respuesta global de un edificio de acero o mixto**

- **Una unión puede clasificarse en términos de rigidez, resistencia y ductilidad:**

Rigidez	Resistencia	Ductilidad
Articulada	Rótula	Frágil
Semirrígida	Resistencia parcial	Dúctil para verificación plástica
Totalmente rígida	Resistencia total	Dúctil para análisis plástico

Cubierto en EN 1993-1-8

No cubierto explícitamente en EN 1993-1-8

6. IMPORTANCIA DE LAS UNIONES ESTRUCTURALES

- **El método de los componentes es el método analítico recomendado en EN 1993-1-8 y en EN 1994-1-1 para la caracterización de las uniones de acero y mixtas en términos de rigidez, resistencia y ductilidad.**

- **Las propiedades de las uniones pueden calcularse independientemente de la carga aplicada pero:**
  - Los códigos sólo proporcionan reglas de aplicación precisas para las uniones sometidas a momentos flectores, mientras que, en caso de sucesos accidentales/excepcionales, pueden aparecer interacciones entre los momentos flectores y las fuerzas axiles en las uniones
  - la secuencia de carga de las uniones en caso de sucesos accidentales/excepcionales suele diferir significativamente de las consideradas en ULS

- **En el Manual de Diseño de FAILNOMORE, los métodos que permiten una predicción precisa de las propiedades de la unión cuando se somete a la interacción M-N se proporcionan en el Anexo A.1**

  Estas reglas no se consideran en esta presentación

6. IMPORTANCIA DE LAS UNIONES ESTRUCTURALES

- El empleo de uniones rígidas de resistencia total permite no considerar el efecto de las uniones sobre la distribución de esfuerzos y sobre la resistencia de cálculo del sistema, pero no suele representar la opción más económica.
- Sin embargo, si se realiza un análisis plástico, debe evitarse el riesgo de desarrollar una rótula plástica en la unión adyacente a la sección transversal debido a la sobrerresistencia del material en dicho elemento (si no se puede garantizar la ductilidad de la unión)
  → introducción de una nueva clasificación de resistencia: Uniones de SOBRERRESISTENCIA

Resistencia
Rótula
Resistencia parcial
Resistencia total
Sobrerresistencia

con $f_{ov} = 1{,}1 \times \gamma_{ov} \times f_y$

Si una unión no puede clasificarse como de "sobrerresistencia", su comportamiento deberá ser tenido en cuenta en el diseño para la robustez.

6. IMPORTANCIA DE LAS UNIONES ESTRUCTURALES

- Ante eventos excepcionales, generalmente se requiere hacer uso del desarrollo de grandes deformaciones y de la resistencia última del material, con el objetivo de encontrar un nuevo estado de equilibrio en la configuración deformada, tras el evento

- Así pues, la ductilidad y la capacidad de gran deformación son propiedades importantes que deben ofrecer las uniones estructurales

- Independientemente de la naturaleza del evento o de la estrategia de diseño adoptada, el dimensionamiento preliminar de todas las uniones estructurales para la ductilidad aparece como un requisito previo (excepto para las uniones de sobrerresistencia)

Ductilidad
Frágil
Dúctil para verificación plástica
Dúctil para análisis plástico

Para ello, en el Manual de Diseño de FAILNOMORE se establecen los requisitos mínimos de ductilidad que deben respetar siempre las uniones

6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones estructurales

- **El objetivo es evitar que se activen los componentes frágiles de las uniones en el momento de su fallo**
- **Para uniones articuladas, los requisitos se expresan en términos de soldaduras y de diámetro de los tornillos**
  - Con respecto a las soldaduras, se recomienda el empleo de soldaduras de penetración completa o soldaduras de resistencia total
    ➔ Los criterios de diseño para garantizar el carácter de resistencia total de las soldaduras se proporcionan en el Manual de Diseño de FAILNOMORE
  - Para tornillos traccionados, se recomienda respetar el criterio de EN 1993-1-8 que vincula el espesor "t" del componente en flexión

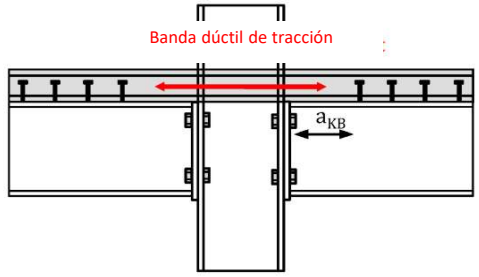
$$t \leq 0{,}36d\sqrt{f_{ub}/f_y}$$

Este criterio garantiza que se active un modo de fallo dúctil a nivel del componente en flexión

  - Por otro lado, en el Manual de Diseño de FAILNOMORE también se establecen requisitos específicos de detalle para permitir una rotación suficiente en las uniones articuladas

6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones estructurales

- **Para uniones de resistencia parcial :**
  - También se recomienda el empleo de soldaduras de penetración completa o de resistencia total
  - Si se activa un componente en flexión en el momento del fallo, se recomienda respetar el criterio de diseño previsto en la norma EN 1993-1-8, que vincula el diámetro "d" del tornillo con el espesor "t" del componente en flexión
  - Deben evitarse los modos de fallo "alma del pilar en compresión transversal" y "ala y alma de la viga en compresión", ya que éstos implican fenómenos de inestabilidad local
- **También se ofrecen algunas recomendaciones específicas para las uniones mixtas de resistencia parcial relativas a:**
  - Las propiedades de las armaduras a utilizar cerca de las uniones
  - La colocación del primer perno conectador a una cierta distancia del pilar



6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones estructurales

- **Uniones de resistencia total:**
  - Se aplican las mismas recomendaciones que para las uniones de resistencia parcial, ya que los elementos conectados pueden presentar una sobrerresistencia que podría provocar la activación de las uniones en caso de fallo

- **Uniones de sobrerresistencia:**
  - No hay requisitos específicos

- **Como se indica en el título, estas propuestas deben considerarse como requisitos mínimos de ductilidad. También es posible que deban respetarse requisitos adicionales, específicos de la estrategia de cálculo adoptada**

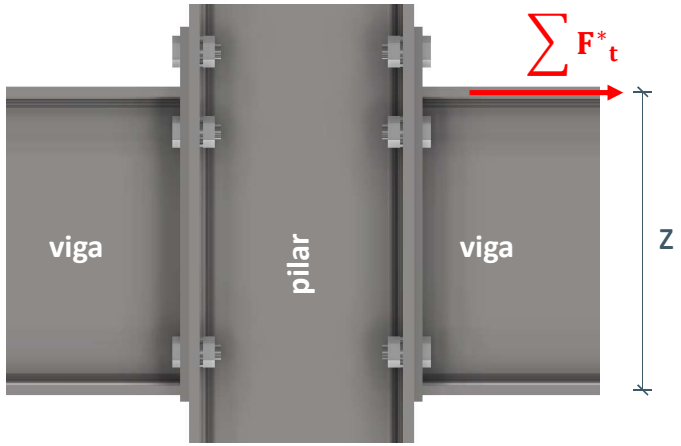
6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

- **Como alternativa al criterio presentado anteriormente puede emplearse el método simplificado propuesto por Rölle:**
  - Fácil empleo
  - Fácil caracterización de la unión
  - Garantía de ductilidad mediante criterios constructivos sencillos
  - Rotaciones totales de la unión >80 mrad
  - Tiene como objetivo alcanzar un fallo óptimo en Modo 2
  - Validado mediante experimentos

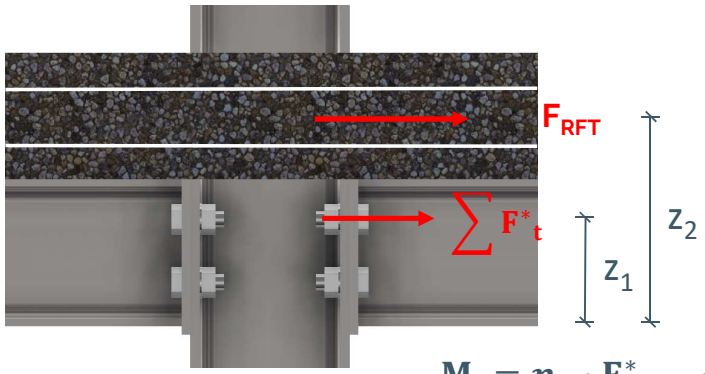
- **Aplicable a:**
  - Uniones de acero con chapa frontal enrasada y extendida
  - Uniones mixtas acero-hormigón con 2 filas de tornillos
  - Resistencia plástica y última de la unión a flexión
  - Uniones de resistencia parcial: $M_{j,pl,Rd} < 0{,}7 \cdot M_{b,pl,Rd}$

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

Unión de acero



Unión mixta



$$M_j = n_B \cdot F^*_{t,Rd} \cdot z_1 + F_{RFT,Rd} \cdot z_2$$

Método simplificado de Rölle - funcionamiento

- Se asume que el producto de la resistencia a tracción de los tornillos por el correspondiente brazo de palanca pertinente ($F_{t,Rd} \cdot z$) define M_j
- Se consideran los parámetros adicionales que influyen en M_j a través de un coeficiente corrector

$$k^*_{j(EEP)} = 0{,}75 \cdot 1{,}95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}}\right)^{0{,}25}$$

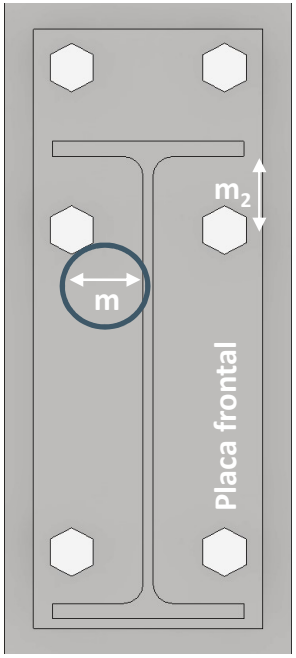
- Por último, la resistencia a momento viene dada por la siguiente fórmula:

$$M_{j,pl,Rd} = 0{,}9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k^*_j \cdot z \ ^{(1)}$$

(1)Caso de placa frontal extendida

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

Método simplificado de Rölle– criterio de ductilidad



- Resistencia del pilar que se garantiza mediante criterios geométricos sencillos
- Uniones altamente dúctiles logradas mediante criterios constructivos sencillos para los componentes de las uniones
- Consideración de la distancia horizontal **m** para el criterio de ductilidad de los casquillos en T

$$\mathbf{t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2{,}5 d_B}\right) \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2{,}0 d_B}}}}$$

	parámetero	criterio*
Criterio para uniones dúctiles	t_{EP}/d_B	$< 0{,}65$
	f_y	$\leq S355$
	f_{uB}	≥ 8.8
	m	$\geq 3.0 d_B$
	m_2	$\geq 2.5 d_B$
	h_{beam}	≤ 500

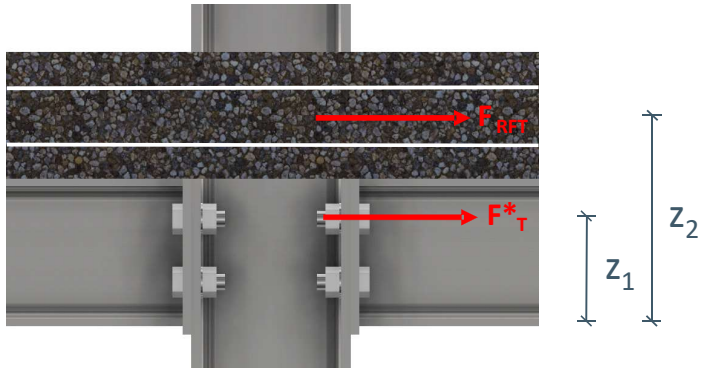
*Los límites de los criterios están vinculados al rango especificado de grados de acero para los que se disponía de ensayos, pero no debe concluirse que los grados de acero más altos no permiten una alta ductilidad

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

Método simplificado de Rölle– Aplicación en 3 pasos

- **Paso 1 -** Selección del perfil del pilar en base a criterios geométricos sencillos
- **Paso 2 -** Selección de los componentes de la unión con la ayuda de criterios simples de ductilidad para el casquillo en T
- **Paso 3 –**Obtención de la resistencia a flexión:

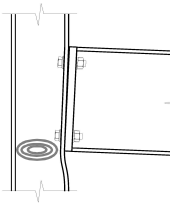
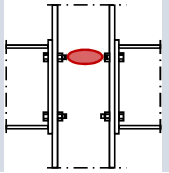
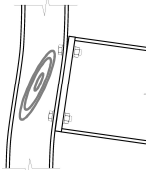
$$\mathbf{M_j} = n_B \cdot \mathbf{F^*_{t,Rd}} \cdot \mathbf{z_1} + \mathbf{F_{RFT,Rd}} \cdot \mathbf{z_2}^{(1)}$$



(1) Caso de union mixta

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

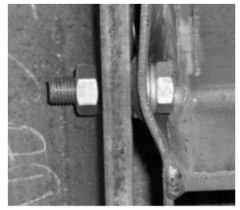
Método simplificado de Rölle– Aplicación paso 1

Perfil del pilar– rango de validez		
Alma del pilar en compresión	$\frac{\sqrt{h_c \cdot d_B}}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7{,}0$	
Alma del pilar en tracción	$t_{wc} > 0{,}092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$	
Alma del pilar a cortante	$t_{wc} > 1{,}12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$	

*Ver el Anexo A.3.1 en el Manual de Diseño de FAILNOMORE

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

Método simplificado de Rölle– Aplicación paso 2

Criterio de dictilidad para el casquillo en T		
Punzonamiento– límite inferior t_{ep}	$t_{EP} \geq 0{,}186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$	
Ductilidad – límite superior t_{ep} (para el caso de casquillo en T rigidizado)	$t_{EP} \leq 0{,}33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2{,}5 d_B}\right) \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2{,}0 d_B}}}$	
Límite superior t_{fc} para $0{,}9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ (para el caso de casquillo en T no rigidizado)	$t_{fc} \leq 0{,}4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2{,}5 d_B}}$	

*Ver el Anexo A.3.1 en el Manual de Diseño de FAILNOMORE

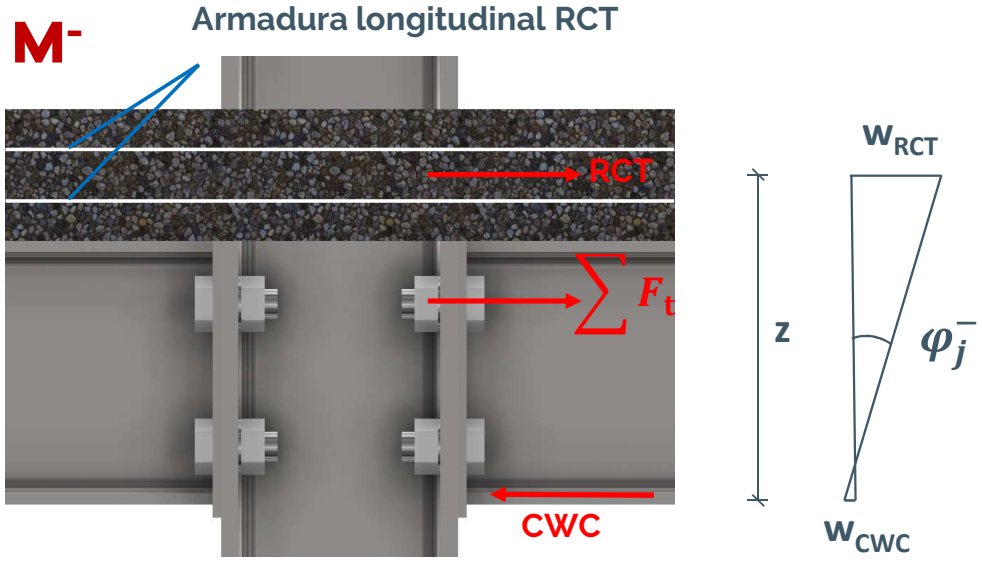
6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal

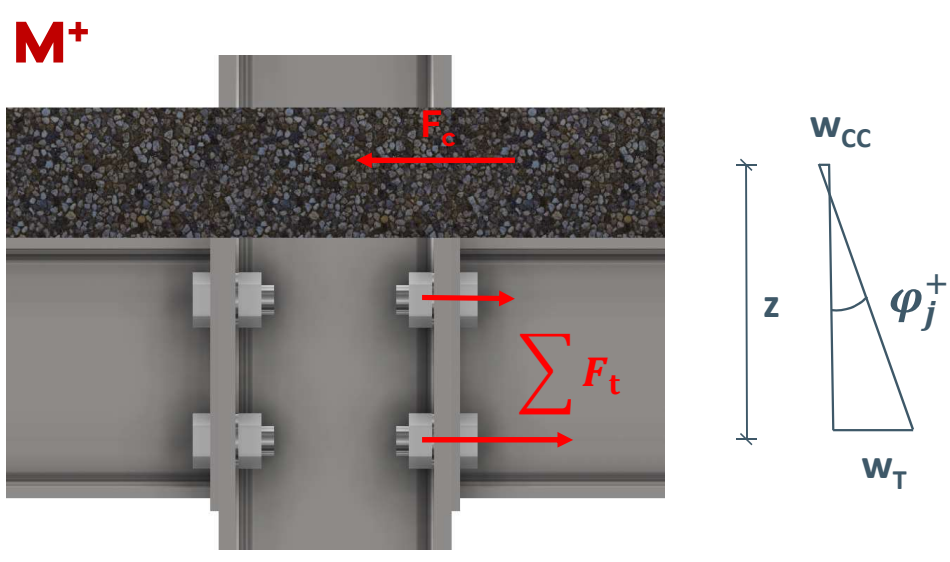
Método simplificado de Rölle– Aplicación paso 3

Obtención de la resistencia a flexión	
Resistencia plástica de la unión	$\mathbf{M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2}$
Factor de corrección de la unión	$k^*_{j(EEP)} = 0{,}75 \cdot 1{,}95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}}\right)^{0{,}25} \leq 1{,}0$
Capacidad a carga axil del tornillo en tracción	$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Capacidad de carga a tracción de la armadura de acero	$F_{t,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$

*Ver el Anexo A.3.1 en el Manual de Diseño de FAILNOMORE

6.2 Método simplificado para uniones atornilladas con placa frontal





$$\varphi^-_{j,available} = \frac{w_{RCT} + w_{CWC}}{Z}$$

$$\varphi^+_{j,available} = \frac{w_T}{2}$$

- **Método simplificado de Keller – capacidad de deformación de las uniones**
  - Fácil empleo
  - Fácil estimación de la capacidad de deformación, tanto para flexión positiva como negativa
  - Validado experimentalmente

*Ver el Anexo A.3.1 en el Manual de Diseño de FAILNOMORE

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño
3. Clases de consecuencias
4. Acciones accidentales identificadas
5. Acciones accidentales no identificadas
6. Uniones estructurales
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Enfoque general de diseño para la robustez
3. Definición de las clases de consecuencias
4. Diseño para acciones accidentales identificadas
5. Diseño para acciones accidentales no identificadas
6. Importancia de las uniones estructurales:
   - 6.1 Requisitos mínimos de ductilidad para uniones
   - 6.2 Métodos simplificados para uniones con placa frontal
7. Conclusiones

7. CONCLUSIONES

- En esta presentación, se ha expuesto la filosofía general de proyecto para la robustez propuesta en el Manual de Diseño de FAILNOMORE

- Se ha prestado especial atención a las uniones, identificadas como elementos cruciales a la hora de proyectar para la robustez. En particular, se han identificado los requisitos mínimos de ductilidad que deben respetarse

- En las próximas presentaciones, se expondrán los métodos de cálculo que pueden aplicarse en el contexto del enfoque diseño adoptado, y diferentes ejemplos de cálculo

DISEÑO PARA LA ROBUSTEZ

Barcelona 19/05/22

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci! Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci! Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

José M. Adam

joadmar@upv.es

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

AMENAZAS IDENTIFICADAS

Barcelona 19/05/22

Alfredo Arnedo Pena

Doctor Ingeniero de Caminos.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events

(Mitigación del riesgo de colapso progresivo en pórticos de edificios en acero y mixtos ante eventos excepcionales)

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

1. Introducción
2. Impacto
3. Explosiones
4. Incendio como evento excepcional
5. Sismo como evento excepcional
6. Conclusiones

1. INTRODUCCIÓN

- **Esta presentación describe estrategias de mitigación y métodos de dimensionamiento para cuatro tipos de acciones accidentales identificadas**
- **La presentación se organiza en base a los siguientes apartados:**

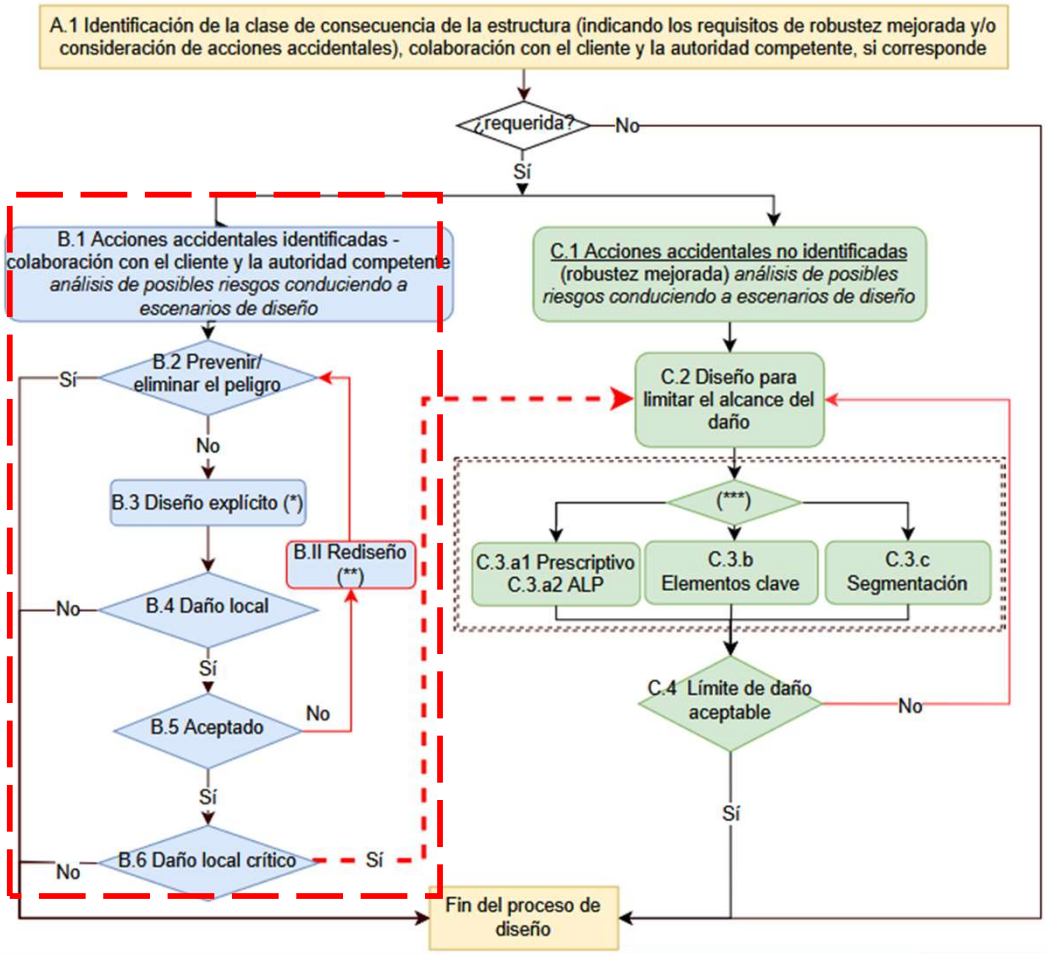
1. Introducción
2. Impacto
   2.1 Método estático equivalente
   2.2 Método dinámico simplificado
   2.3 Método dinámico completo
3. Explosiones
   3.1 Explosión externa
   3.2 Explosión de gas interna
4. Incendio como evento excepcional
5. Sismo como evento excepcional
6. Conclusiones

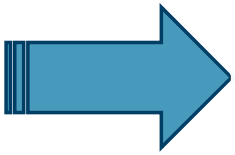
1. INTRODUCCIÓN

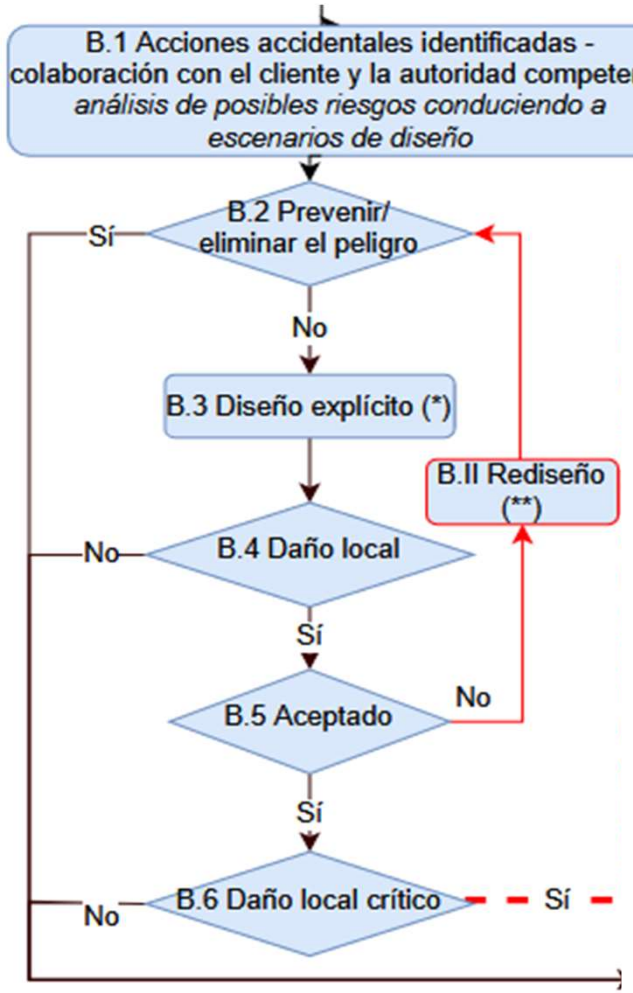
- **El diseño para la robustez se puede realizar considerando los efectos directos de una acción extrema (acciones identificadas)**
- **Obviamente, si el resultado del dimensionamiento no es aceptable, es necesario redimensionar la estructura (mitigación de riesgos o métodos más avanzados, si procede)**
- **El dimensionamiento debe realizarse teniendo en cuenta los métodos de análisis adecuados, que dependen de la categoría de seguridad, o de la clase de consecuencias**

Clase de consecuencias 1	sin consideración específica de acciones accidentales
Clase de consecuencias 2	análisis simplificado y/o aplicación de reglas prescriptivas de cálculo/detalle
Clase de consecuencias 3	análisis dinámico/análisis no lineal, si procede

1. INTRODUCCIÓN







2. IMPACTO

- **Acción accidental que se produce en un tiempo muy corto (normalmente una fracción de segundo). Realmente lo que importa es la relación entre la duración del choque y el periodo propio de la estructura**
- **Acción con baja probabilidad de ocurrencia pero con graves consecuencias. Depende de la CC de la estructura afectada (puente, torre de control, edificio público , etc)**
- **En edificios, el impacto más común es el de coche. En instalaciones industriales el riesgo se analiza de forma sistemática (Centrales Nucleares, GNL, petroquímicas)**
  - Edificios cercanos a las calzadas
  - Edificios de aparcamientos o con aparcamientos cercanos
  - Edificios donde se permite la presencia de coches y camiones

Barreras permanentes

2. IMPACTO

REDUCIR/EVITAR LA ACCIÓN

- **Las medidas preventivas consisten en reducir la velocidad del objeto de impacto (p.e. un vehículo) y/o reducir su accesibilidad al edificio . También en limitar la altura libre de caída de un objeto. Es importante recolocar posibles instalaciones que sean puedan ser vulnerables por ejemplo analizando trayectorias de "misiles de turbina" (álabes de máquinas rotatorias)**
- **Las medidas más comunes son:**
  - Trazado adecuado de las vías de acceso
  - Uso de barreras (permanentes o automáticas)

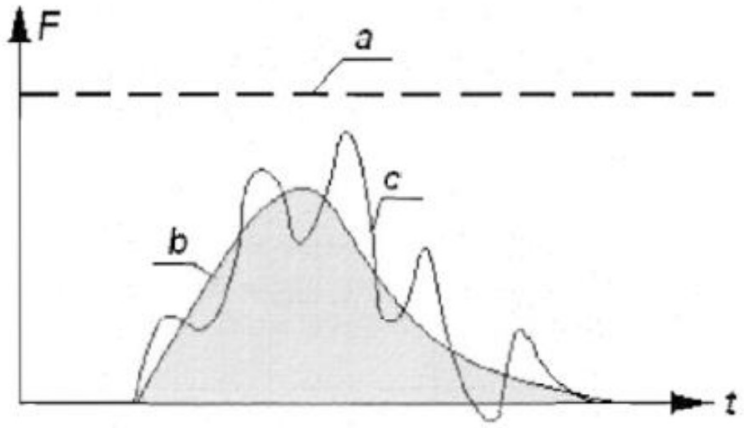
Barreras permanentes

Barreras automátcas

2. IMPACTO

ESTRATEGIAS DE DISEÑO

- ***"El impacto es un fenómeno de interacción entre un objeto en movimiento y una estructura, en el que la energía cinética del objeto se transforma repentinamente en energía de deformación"*** **EN 1991-1-7**



Key :
a : equivalent static force
b : dynamic force
c : structural response

Fuerza de impacto vs. tiempo (EN 1991-1-7:2006)

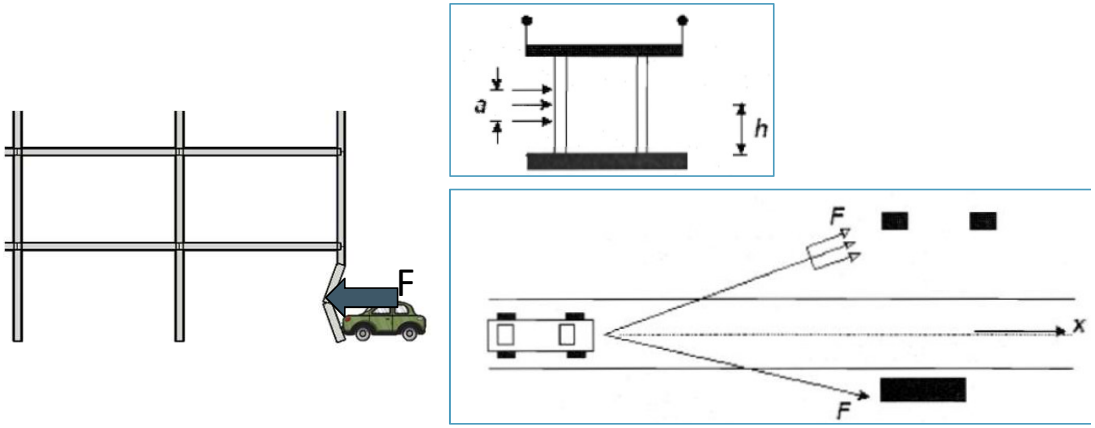
- **Impacto duro** (o impacto rígido) – La estructura se considera rígida, y el objeto de impacto disipa toda la energía cinética del proyectil **(suposición conservadora, para diseñar la defensa)**
- **Impacto blando** – Sólo la estructura se deforma para disipar la energía introducida por la colisión

Tipos de análisis

- Método estático equivalente (Impacto duro)
- Método dinámico simplificado (Impacto duro o blando)
- Método dinámico completo (Impacto duro o blando)

2.1 Método estático equivalente

- En este método, la acción se reemplaza por una fuerza estática equivalente
- El método puede aplicarse para impacto duro y a estructuras de clases CC1 y CC2
- Permite verificar el equilibrio estático, la resistencia y las deformaciones de la estructura



Category of traffic	Force F_{dx} [a] [kN]	Force F_{dy} [a] [kN]
Motorways and country national and main roads	1000	500
Country roads in rural area	750	375
Roads in urban area	500	250
Courtyards and parking garages with access to:		
- Cars	50	25
- Lorries [b]	150	75

[a] x = direction of normal travel, y = perpendicular to the direction of normal travel.

[b] The term "lorry" refers to vehicles with maximum gross weight greater than 3,5 tonnes.

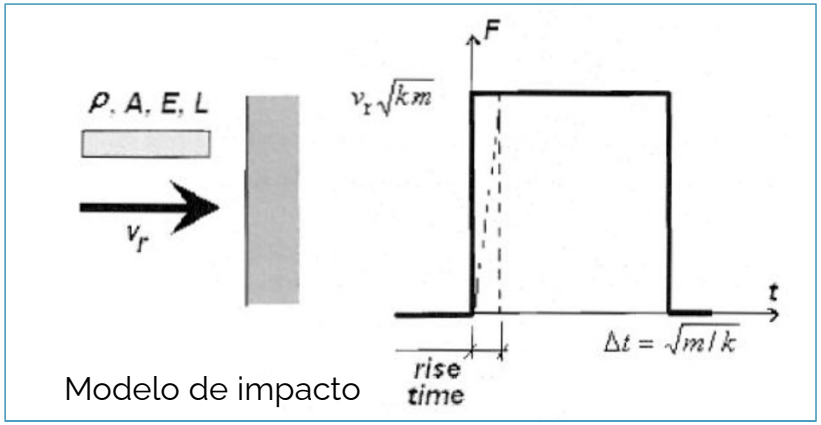
a *– altura recomendada de la zona de aplicación de la fuerza: oscila entre 0,25 m (coches) y 0,50 m (camiones)*
h *- ubicación de la fuerza de colisión resultante F, es decir, la altura sobre el nivel de la calzada - oscila entre 0,50 m (coches) y 1,50 m (camiones)*
x *– eje central del carril*

Fuerza de colisión en las subestructuras de soporte cerca de los carriles de tráfico para puentes y estructuras de soporte para edificios (EN 1991-1-7:2006)

2.2 Método dinámico simplificado

Este método permite dos definiciones diferentes de la acción (Anexo C de EN 1991-1-7):

- Impacto duro → para estructuras hasta CC2b
- Impacto blando → para estructuras hasta CC3



Modelo de impacto

Impacto duro

Fuerza máxima en la cara exterior de la estructura (impulso rectangular):

$$F = v_r\sqrt{k \cdot m}$$

v_r – velocidad de impacto

k, m –rigidez y masa del objeto que colisiona

- Factor de carga dinámica (DLF) **debe** utilizarse para amplificar la fuerza debida a los efectos dinámicos, **cuando la respuesta es lineal**
  - Función escalonada (tiempo de subida=0 seg.): **DLF= 2.0**
  - Carga de pulso: **DLF** necesita ser cuantificado (**DLF = 1.0** hasta **1.8**)

Impacto blando

A. La estructura resiste mediante deformaciones elásticas

- Ver impacto duro, pero siendo k la rigidez de la estructura

B. La estructura resiste mediante deformaciones plásticas

- La estructura tiene que ser suficientemente dúctil para absorber la energía cinética del objeto que colisiona:

$$E = {}^{1}/_{2} \cdot m \cdot v_r^2$$

- Si la respuesta es rígido-plástica

$$^{1}/_{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_o y_0$$

F_o – Resistencia plástica de la estructura

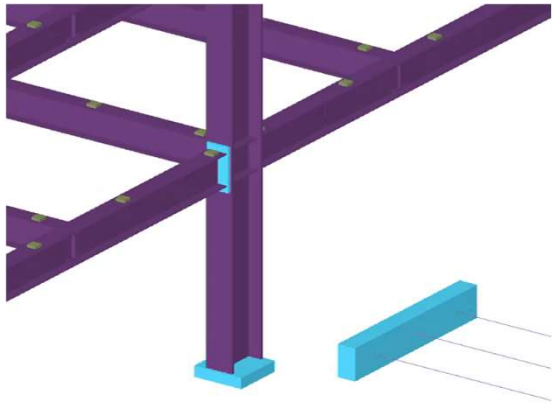
y_o – *Capacidad de deformación*

2.3 Método dinámico completo

Se pueden utilizar dos metodologías

La carga de impacto se modela explícitamente:

- Enfoque más realista, **pero requiere información experimental . Se dispone de funciones Fuerza de contacto/Tiempo para algunos automóviles y aviones.**
- Se considera el cuerpo impactado (masa, rigidez), la carga de impacto (velocidad, dirección, duración), la respuesta estructural (tensiones, deformaciones, flechas). **Es muy importante evaluar la penetración o traspaso de la defensa o barrera que se disponga.**
- Efecto de la velocidad de deformación sobre el material: mediante factores DIF. **El comportamiento del material frente a grandes velocidades de deformación é mejora**.



La carga de impacto modelada explícitamente (análisis realizado mediante ELS)

Análisis de trayectorias de carga alternativas

- El pilar se considera eliminado debido al impacto (véase la sección de amenazas no identificadas) . **Se procede paso a paso, simplificando**.
- Es más práctico que el enfoque anterior, **si conduce a un resultado conservador.**

Referencias básicas sobre impactos

-EN 1991-1-7. *Eurocode 1- Actions on Structures- Part 1.7: General actions – Accidental actions.* CEN, European Commitee for Standarization. Julio 2006.

- C. M. Harris, *Shock and vibration handbook*, 4th Edition,

- J.M. Biggs, *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill, New York, 1964.

- ACI 349, *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-06) and Commentary*, American Concrete Institute, 2007.

- US Department of Defence Unified Facilities Criteria UFC 3-340-02, *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, USA, 2008.

- Standards Norway. NORSOK STANDART N-004

-API R P. 2A-WSD, Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms Working Stress Design 2000.
-ISO 10252 : 2108 " Bases for design of structures . Accidental Actions. By ISO/TC98/SC3.
-Kunz C. Ship bridge collision in river traffic, analysis and design practice; Ship Collision Analysis, Gluver and Olsen (eds), Balkema, Rotterdam, 1998.

- Introduction to Shock-Resistant Design of Buildings. AIJ Design Concept, AIJ, 2019

3. EXPLOSIONES

- **Explosión - liberación de energía extremadamente rápida en forma de onda de presión, calor, sonido y luz**
- **Los materiales explosivos pueden ser sólidos, gases, vapores o polvo**
- **Deflagración vs detonación:**
  - Según la naturaleza del material explosivo y las condiciones locales, la explosión puede desarrollarse como una deflagración o expandirse rápidamente y generar ondas de choque - detonación
  - Deflagración - Propagación de una zona de combustión a una velocidad menor que la velocidad del sonido en el medio sin reaccionar (p.e., explosión interna de gas en edificios)
  - Detonación - Propagación de una zona de combustión a una velocidad mayor que la velocidad del sonido en el medio sin reaccionar (p.e., explosivos industriales)

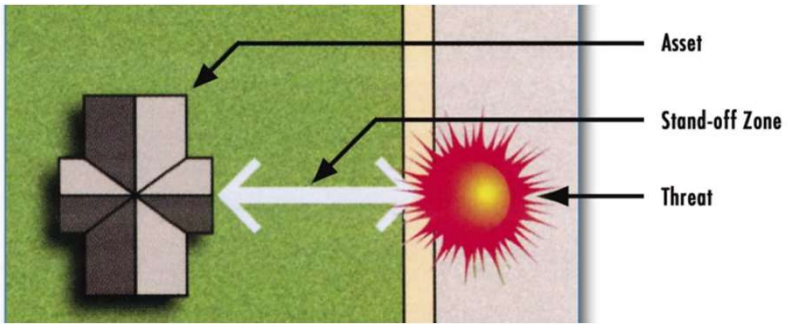
1 - onda incidente
2 - onda reflejada en el suelo
3 - onda reflejada en la estructura

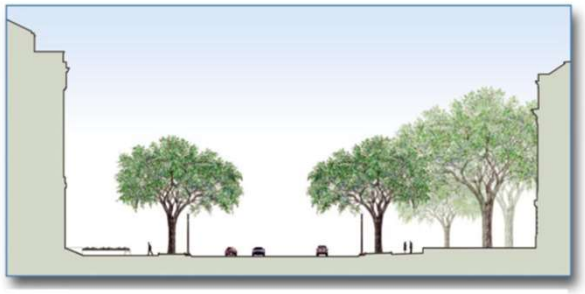
Detonación de una alta carga explosiva cerca de un edificio (SAFE-WALL, 2021)

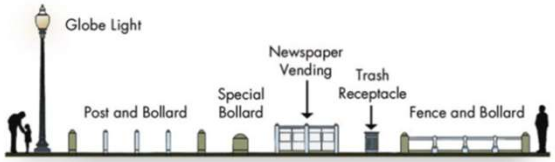
3. EXPLOSIONES

PREVENIR/ELIMINAR EL PELIGRO

Explosión externa







- La presión de la explosión se reduce significativamente con el aumento de la distancia➔ maximizar la distancia de separación disminuirá los efectos de una explosión
- Espacios públicos: **No** se pueden usar bolardos, árboles, mobiliario urbano como obstáculos. **Se convierten en proyectiles**.
- Áreas de mayor riesgo: muro resistente a explosiones (barricada que protege la estructura - evita que la energía impartida por la explosión llegue a la estructura). **Al revés, las aéreas contiguas congestionadas aumentan la presión.**
- Evitar los elementos no estructurales unidos al exterior del edificio → limitar los escombros **(creación de misiles)** , salidas de emergencia permanezcan transitables. **Se diseñan protecciones**
- Las ventanas pueden provocar lesiones graves: tipo adecuado de acristalamiento, área reducida de ventanas. **Se diseñan a prueba de explosión (interna/externa)**
- Formas y dimensiones estructurales : **sección de borde** ➔ formas rectangulares alargadas **(inclinadas)** dan como resultado menor pico de presión reflejada que **fachadas frontales**; las fachadas de forma **parabólica** o **cúbica** tienen un mejor comportamiento que una fachada plana vertical

3. EXPLOSIONES

PREVENIR/ELIMINAR EL PELIGRO

Explosión de gas interna

- **Tener en cuenta el peligro de explosión de gas desde el inicio del proyecto**, **donde sea aplicable.**
  - separación de áreas , **recintos de riesgo.**
  - trazado general, **disposición de tuberías y recipientes con eventuales protecciones**
- **Estructuras porticadas robustas que soporten la cubierta y los pisos intermedios: si se necesita una pared maciza, emplear paneles ligeros de bajo peso propio para facilitar la rápida ventilación de la explosión. Técnica habitual de paneles de venteo en zonas de riesgo. Aplica NFPA 68.**

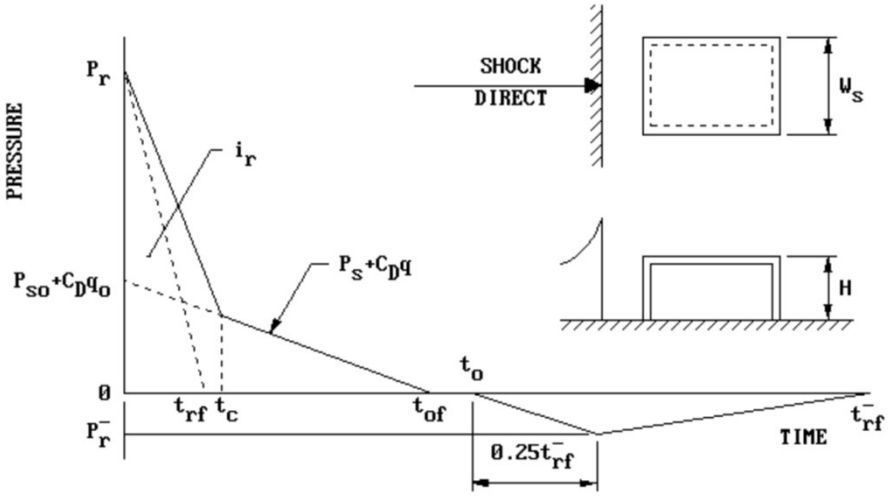
Áreas de ventilación:

- Tamaño y ubicación ➔ cuando hay suficiente ventilación cerca del punto de ignición, la velocidad de la llama será baja y la turbulencia generada detrás de los obstáculos será limitada. **Técnicas de análisis de fluidinámica. Los resultados son un "input".**
- Como principio general, la ventilación para explosión de gas debería dirigirse hacia áreas abiertas con un mínimo de obstáculos. **Obviamente a cargo de ingeniería especializada**.
- La obstrucción parcial de una abertura de ventilación puede resultar en fuertes aumentos de presión. **Obvio.**

3.1 Explosión externa

DISEÑO EXPLÍCITO

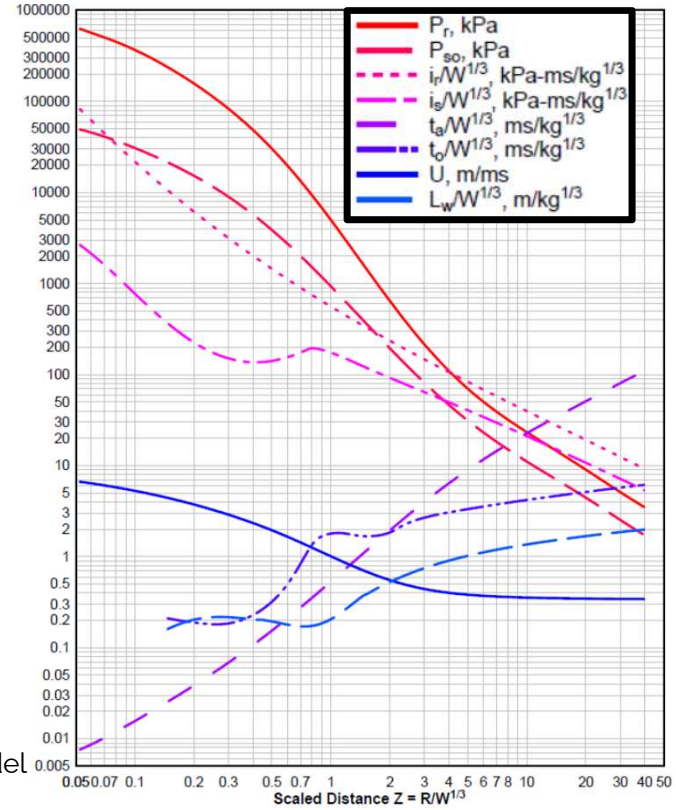
- **Definición del escenario**
  - W – peso de carga explosiva
  - R –distancia al edificio



$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r}$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}}$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r}$$



Diagramas presión-impulso (ráfagas de aire libre)

- t_c es el tiempo de caída brusca de la presión reflejada; ***S*** es el menor de la altura H de la superficie o de la mitad del ancho W/2;
- C_r es la velocidad del sonido en el medio reflejado; ***R*** es la relación S/G, donde G es el mayor de la altura H de la superficie o de la mitad del ancho W/2;
- t_{of} es el tiempo ficticio ($t_{of} < t_o$, donde t_o es la duración real de la fase positiva) de la onda incidente;
- P_{so} es la presión incidente pico;
- i_r es el impulso reflejado total; P_r es la presión reflejada pico.

3.1 Explosión externa

ANÁLISIS EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

- La estructura afectada por la explosión se transforma primero en un sistema equivalente de un único grado de libertad SDOF
- La distribución de la masa, las condiciones de contorno, la función de resistencia y el historial de carga están idealizados:

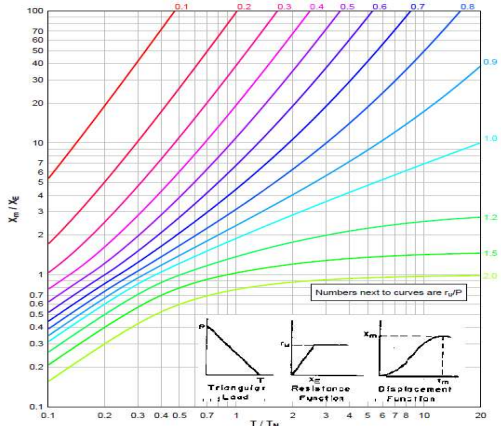
$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E}$$

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \qquad K_m = \frac{m_E}{m}$$

T_n	período del sistema SDOF
m_E	masa del sistema equivalente
k_E	constante de muelle equivalente
K_L	factor de carga
F_E	carga equivalente
F	carga total real en la estructura
K_M	factor de masa
m	la masa total del elemento real

Sistemas elásticos SDOF

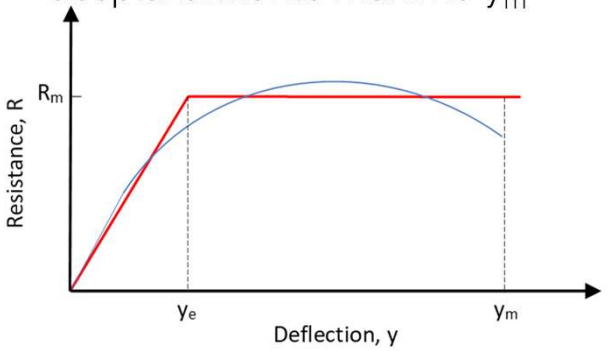
- Los resultados pueden obtenerse mediant diagramas
- y_{max} es el desplazamiento dinámico máxim
- y_{st} es el desplazamiento resultante de la aplicación estática de la carga pico F_m



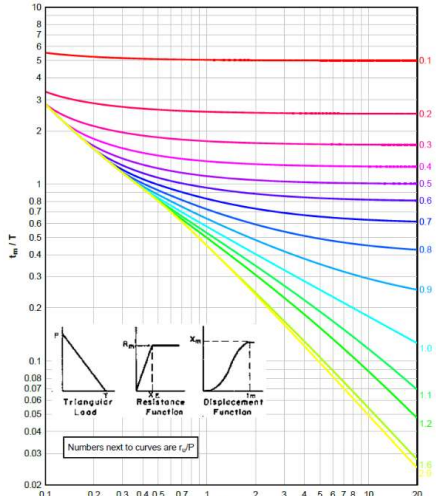
Desplazamiento máximo

Sistemas elasto-plásticos SDOF

- La respuesta del sistema SDOF con respuesta elasto-plástica se define en términos de su resistencia última R_m y desplazamiento máximo y_m



Curva resistencia – desplazamiento



Máximo tiempo de respuesta

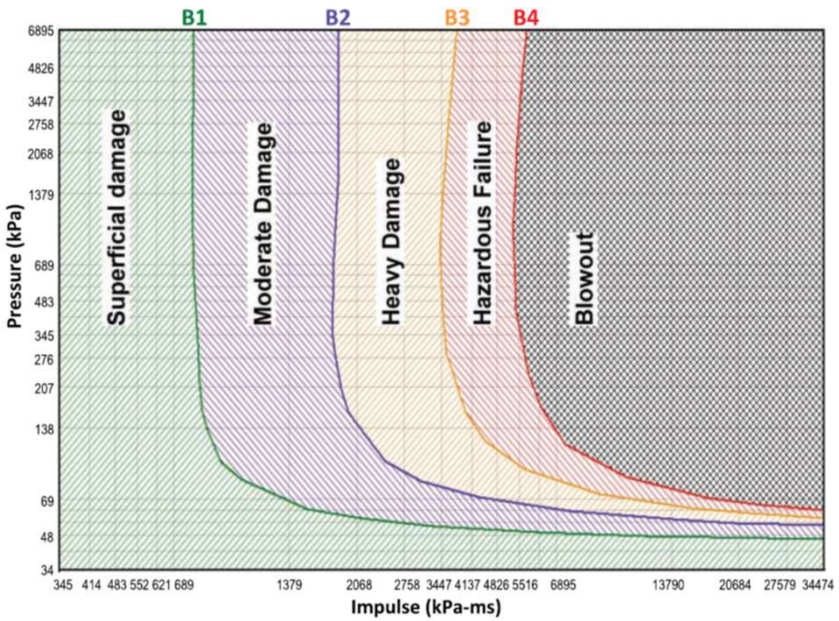
3.1 Explosión externa

MÉTODO DE DIAGRAMAS PRESIÓN-IMPULSO

- Paso 1: se define la evolución de la carga en el tiempo. Ello debería ser coherente con la amenaza de explosión
- Paso 2: análisis SDOF (u otros análisis) se utiliza para determinar la respuesta del componente en forma de rotación final, θ, y factor de ductilidad, μ

  μ definido como la relación entre el desplazamiento máximo bajo la carga de explosión considerada y el desplazamiento elástico, es decir, el desplazamiento cuando se forma una rótula plástica en el sistema considerado

- Paso 3: la respuesta se compara con los límites del sistema (disponibles para edificios enteros, elementos estructurales individuales, ventanas)
- Paso 4: en base al nivel de daño determinado en el paso anterior, se proporciona el nivel de protección (clase de consecuencias) al comparar los resultados con los límites de daño



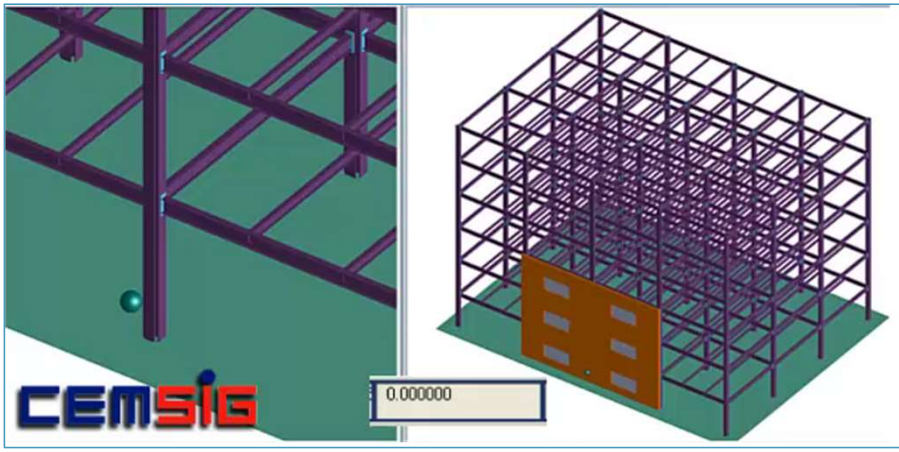
Relaciones Presión–Impulso para deformaciones correspondientes a límites de daño

Tipo de elemento		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}
Flexión	Viga con sección compacta	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Viga con sección no compacta	0.7	-	0.85	3°	1	-	1.2	-
	Chapa flectada alrededor del eje débil	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Compresión	Viga-pilar con sección compacta	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Viga-pilar con sección no compacta	0.7	-	0.85	3°	0.85	3°	0.85	3°
	Pilar (fallo por esfuerzo axil)	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

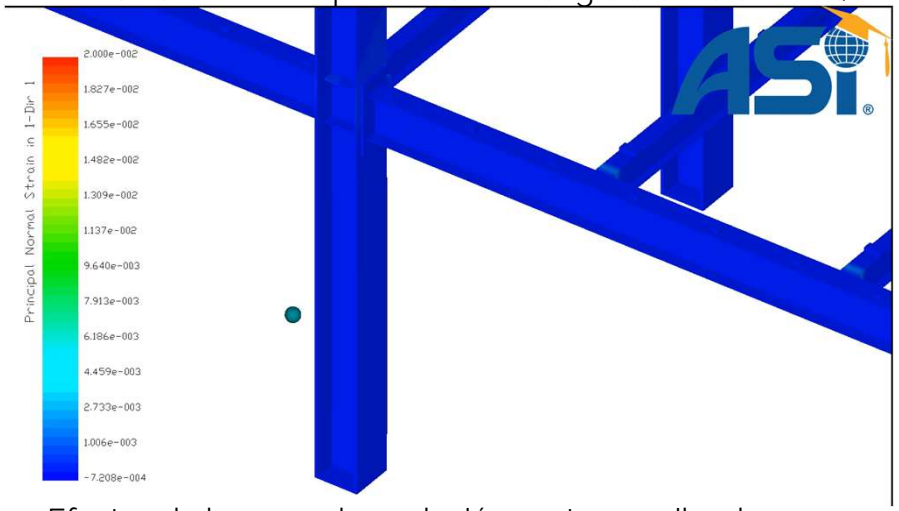
3.1 Explosión externa

ANÁLISIS DINÁMICO COMPLETO

- Carga explosiva y comportamiento estructural (esfuerzos, tensiones, deformaciones, desplazamientos) son función del tiempo por lo que requieren una definición y una modelización adecuadas. **Lo usual es carga equivalente de TNT.**
- **Modelos de los materiales:**
  - En estructuras de acero y estructuras mixtas acero-hormigón, los modelos de los materiales pueden ser lineal, bilineal, multilineal, o definidos por el usuario. **Bilineal**. **Es esencial la ductilidad que parte de un alto valor de ε en el diagrama tensión/deformación**.
  - Los modelos de acero, hormigón y mixtos pueden ya estar integrados en la librería del programa. **Homologado.**
- **Criterios de agotamiento**
  - Los materiales elásticos se comportan linealmente sin deformaciones plásticas. **Una lástima !!** Además, se puede establecer un punto predefinido de agotamiento. **Como en diseño sísmico :hay que evitar fallos previos por inestabilidad, cortante, uniones.**
  - **Deben** emplearse criterios de agotamiento **adecuados:**
    - deformación principal de tracción;
    - resistencia última (del acero);
    - resistencia a compresión;
    - resistencia a cortante;
    - Modelo de agotamiento Mohr-Coulomb (hormigón)
    - otros criterios de aceptación basados en ensayos experimentales, valores tabulados o en buena práctica del proyecto



Efectos de la carga de explosión sobre un edificio de estructura de acero (la pared exterior y las ventanas de cristal también se representan en la figura de la derecha)



Efectos de la carga de explosión contra un pilar de acero

ANÁLISIS DINÁMICO COMPLETO (continuación)

- **Incremento de tiempo de cálculo**
  - Los efectos del tiempo son continuos durante todo el análisis. Sin embargo, la solución numérica asume un pequeño paso de tiempo que permite seguir la evolución del comportamiento estructural
  - Un paso de tiempo demasiado corto ➔ tiempo de análisis muy largo// un paso de tiempo largo ➔ análisis menos preciso
  - Si el paso de tiempo = ΔT, entonces el período más corto que se puede considerar en el análisis es 2ΔT (la frecuencia más alta es $\pi/\Delta T$).
  - El análisis de explosiones requiere, generalmente, un ΔT de 0.00001 seg.
- **Escenarios de explosión:**
  - Los efectos de la explosión se modelan utilizando modelos de ondas expansivas en el aire libre y en superficie
  - La presión resultante de la onda expansiva de choque es función del peso del explosivo, la distancia al explosivo y el tiempo
  - Alternativamente, se puede adoptar una presión de explosión definida por el usuario . Se puede utilizar CFD (Computational Fluid Dynamics), si es necesario.
- **Condiciones de contorno y estado inicial:** Las condiciones de contorno pueden ser restricciones de desplazamiento y/o giro. Para resolver numéricamente un problema dependiente del tiempo, se requieren condiciones iniciales (valores de velocidad y aceleración al inicio del movimiento, t = 0.0).
- **Ecuaciones de equilibrio** $[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F\}$

3.2 Explosión de gas interna

DISEÑO EXPLÍCITO

Clase de consecuencias 1	Sin consideración específica de los efectos de la explosión
Clase de consecuencias 2	Los elementos clave de la estructura se pueden proyectar mediante el empleo de un modelo de carga estática equivalente
Clase de consecuencias 3	Análisis dinámico. **No necesariamente en GNL y CC.NN, puede ser simplificado.**

- **Al calcular la respuesta estructural, se puede adoptar una función carga-tiempo triangular con una duración de 0,2 s. Debería realizarse un estudio de sensibilidad sobre la función carga-tiempo para identificar el instante de carga pico dentro del tiempo de duración de 0,2 s. (Depende de la norma aplicable).**

3.2 Explosión de gas interna

MÉTODO DE LA PRESIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

Posición de EN 1991 1-7

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

p_d presión estática equivalente nominal para calcular la estructura en [kN/m²];

p_{stat} presión estática uniformemente distribuida para la cual fallarán los componentes de ventilación en [kN/m²];

A_v área de los componentes de ventilación en [m²];

V volumen del recinto rectangular en [m³].

La relación entre el área de los componentes de ventilación y el volumen del recinto debe cumplir con la siguiente fórmula:

$$0.05m^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15m^{-1}$$

3.2 Explosión de gas interna

MÉTODO DINÁMICO (Método equivalente de TNT). En rigor se usa muchísimo más para explosión exterior.

- **La masa del gas (o nube de vapor) se convierte en una carga equivalente de TNT**
- **La carga equivalente de TNT se estima a partir del contenido de energía en la nube de gas que explota.**

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$$

$$W_{TNT} \cong 0.16V\,[kg]$$

η	es el factor de rendimiento (o eficiencia) explosivo
W_g	es la masa de vapor en una nube de gas (igual a la masa de la mezcla de aire y gas inflamable);
E_C	es el calor de combustión del material inflamable
E_{TNT}	es la energía de detonación de TNT
V [m³]	es el menor entre el volumen total de la región congestionada o el volumen de la nube de gas

Limitaciones del método equivalente de TNT

- Para presiones de explosión por debajo de 1 bar, el método equivalente de TNT sobrestimará la presión. **Conservador**
- La desviación es pequeña para describir los efectos de campo lejanos, mientras que es grande para describir los efectos de campo cercanos.
- **Suele** ser **muy** útil como una primera aproximación si se usa un factor de rendimiento del 20% y un valor apropiado para V (o la masa correspondiente de hidrocarburo)

Referencias básicas sobre explosiones

- Manual 42 de ASCE (American Society of Civil Engineers)1985
- "Structures to Resist the Effect of Accidental Explosions" UFC 3-340-02, Department of the Army, Navy and Air Force, USA.
- "Structural Design for Physical Security" de ASCE [3].
- "*Explosion Hazards and Evaluation*", Baker W.E, Cox P.A., Westine P.S., Kulesz J.J. and Strehlow R.A., Elsevier New York (1983).
- T.Ngo et al. "*Blast Loading and Blast Effects on Structures-An Overview*"(2007) Electronic Journal of Structural Engineering. Melbourne.
- Mays G.C and Smith P.D."*Blast Effects on Buildings*" (1995). Thomas Telford .London.
- "*Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities*". Task Committee on Blast Resistant Design. ASCE 1997.
- "*Blast Protection of Buildings*" ASCE/SEI 59-11 (2011).
- "Standard on Explosion Protection by Deflagration Venting". NFPA 68 (2007).
- "*Accidental Load Analysis and Design for Offshore Structures*". American Bureau of Shipping ABS, (2013).
- "Design of Blast Resistant Structures". AISC Design Guide 26 . (2013)

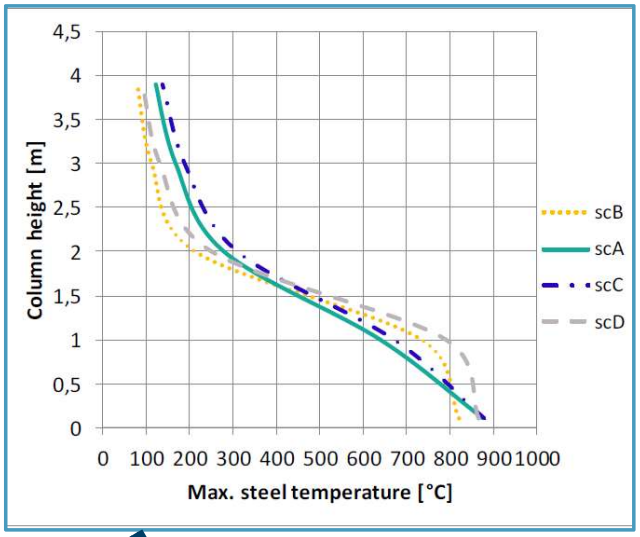
4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

- Las estructuras deben proyectarse para cumplir con una *resistencia al fuego mínima requerida*, frente a una determinada curva de fuego, que suele basarse en el concepto de *tiempo de resistencia al fuego mínimo requerido*. Este concepto . (más bien requisito) limita, a un nivel aceptable, la probabilidad de pérdida de vidas humanas y/o daños importantes de las estructuras
- La parte 1-2 de EC 2 ,EC 3 y EC4 presentan las reglas de cálculo para estructuras de hormigón, acero y mixtas frente a incendio
- Un evento de incendio excepcional debe interpretarse como un evento de incendio más allá de los contemplados en las normas. Pero un incendio establecido por la normativa aplicable debe estar contemplado SIEMPRE en el diseño.

4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

- **Un ejemplo de incendio como evento excepcional es un incendio localizado alrededor de un pilar (cuando en situación normal la carga de fuego no debería localizarse ahí)**

Escenario	Diámetro de la base de incendio	Velocidad de densidad de liberación de calor	Densidad de la carga de incendio	Velocidad de crecimiento de incendio
A	2 m	250 kW/m² (edificio de oficinas)	511 MJ/m² (edificio de oficinas)	300 seg (edificio de oficinas)
B	1 m	500 kW/m² (edificio de oficinas)	511 MJ/m² (edificio de oficinas)	300 seg (edificio de oficinas)
C	2 m	250 kW/m² (área comercial)	730 MJ/m² (área comercial)	150 seg (área comercial)
D	1 m	500 kW/m² (área comercial)	730 MJ/m² (área comercial)	150 seg (área comercial)



- Es poco probable que el aumento de temperatura debido a una situación de incendio localizado conduzca al colapso de elementos de soporte y a la consecuente pérdida de estabilidad de la estructura, cuando ésta ha sido proyectada frente a incendio siguiendo las reglas de Eurocódigo

4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

- **El análisis del incendio localizado puede tenerse en cuenta utilizando el Anexo C de EN 1991-1-2 (Hasemi / Haenkestad)**
  - Es poco probable que ocurra flashover. **(combustión generalizada instantánea)**
  - Dependiendo del tamaño del sector y del incendio, el techo del compartimento puede quedar afectado,

Longitud de la llama

$$L_f = 0.0148Q^{0.4} - 1.02D$$

Cuando $L_f \geq H$ → el fuego localizado incide en el techo

H – altura del compartimento

Q – velocidad de liberación de calor

D – diámetro del incendio

Temperatura de la llama

(cuando $L_f < H$)

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25Q_c^{2/3}(z - z_0)^{-5/3} \leq 900$$

Q_c parte convectiva de la tasa de liberación de calor (=0.8Q)

Z altura de la llama a lo largo de su eje ;

Z_o origen virtual del incendio

$$Z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5}$$

flujo de calor neto al nivel del techo (cuando $L_f \geq H$)

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) + \Phi\varepsilon_m\varepsilon_f\sigma[(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4]$$

$\dot{h}$ flujo de calor neto recibido por el fuego expuesto por unidad de superficie al nivel del techo

α_c coeficiente de transferencia de calor por convección

θ_m temperatura en la superficie del elemento,

Φ factor de configuración

ε_m emisividad de la superficie del elemento

ε_f emisividad del fuego

σ constante de Stephan Boltzmann

4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

- **Alternativamente, se pueden utilizar modelos avanzados de incendio:**
  - **Modelos de zona -** ver el Anexo D de EN 1991-1-2 para las ecuaciones básicas de conservación de la masa y la energía. Ejemplos de programas informáticos que pueden utilizarse son el CFAST de NIST o el OZONE desarrollado en la Universidad de Lieja
  - **Modelo CFD (Modelo computacional de dinámica de fluidos) -** ver el Anexo D de EN 1991-1-2 para más detalles. Un ejemplo de software que puede utilizarse para el análisis CFD es el FDS de NIST

4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

SECUENCIA DE EVENTOS EXCEPCIONALES

- **Otras situaciones en donde el incendio se considera como carga excepcional es en aquellos casos en los que el incendio aparece después de un primer evento excepcional, tales como:**
  - Un incendio después de un sismo
  - Un incendio después de un impacto/explosión

Kobe, 1995 – Incendio después de un sismo

Twin Towers, 2001
Incendio después de un impacto/explosión

En estas situaciones, la estructura ya está dañada tras el primer evento, por lo que el cálculo normal frente a incendio ya no es válido

4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

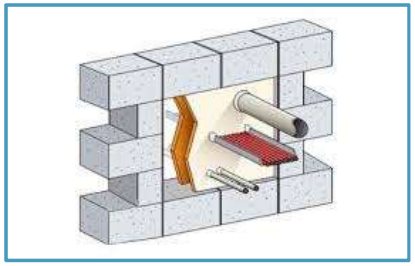
PREVENIR/ELIMINAR EL PELIGRO

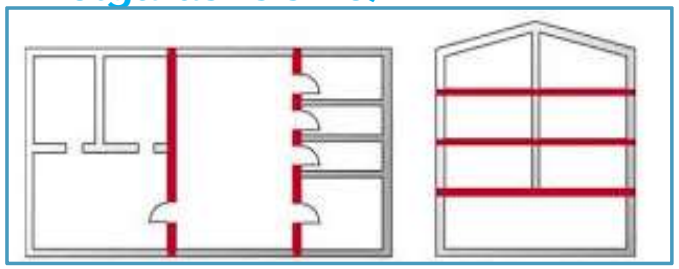
- **Deben considerarse medidas para prevenir y/o reducir la acción del incendio y/o evitar su propagación. (PARTE DE LOS OBJETIVOS DE DISEÑO)**
- **Aspectos regulados por ley:**
  - No se permite el almacenamiento cerca de los pilares. **Cuestionable en áreas logísticas. Se recurre a protección pasiva previo cálculo.**
  - Control de los materiales de las fachadas. **La fachada SIEMPRE se analiza como una estructura más**
  - Distancia entre edificios para reducir el riesgo de propagación. **Esencial en RSCIEI**
  - **Son reglas esenciales para determinar la clasificación de naves y determinar RF**.
- **Sistemas para prevenir la propagación del incendio:**
  - Extintores – se activan manualmente cuando aparece el incendio. **En edificio CC1 hay equipos de intervención, (permiten rebajar RF).**
  - Rociadores – **(Mano de santo)** se activan, cuando aparece el humo o aumenta la temperatura

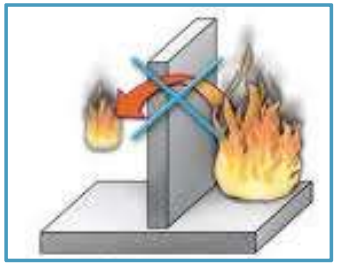
4. INCENDIO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

PREVENIR/ELIMINAR EL PELIGRO (continuación)

- **Sistemas que evitan la propagación del incendio:**
  - Paredes cortafuegos: aislamiento vertical que evita la propagación del fuego
  - Aisladores de ventilación: aislamiento de las aberturas entre compartimentos
  - Compartimentación: separación del edificio en compartimentos, entre los cuales no se puede propagar el fuego. **Sectorización. (atencion holguras/sismo)**







- **Sistemas de detección rápida y alerta temprana: (Permiten reducir RF)**
  - Detectores de humo
  - Detectores de temperatura
  - Sistemas de alarma
  - Señalización de salidas de evacuación

Referencias básicas sobre resistencia a fuego

- EC1, parte 1,2 Acciones de fuego. Curvas de fuego y RF.
- EC3 EC4 , parte 1,2 Cálculo a fuego, contiene el método simplificado. El nuevo Código Estructural es idéntico.
- Código Técnico Edificación CTE , a usar solo para requisitos en edificios (las RF).
- Reglamento español RSCIEI, requisitos preceptivos para naves. Muy útil su anejo 2.
- "Fire Design of Steel Structures". Franssen; Vila Real. ECCS. 2010.
- "Cálculo de las estructuras de acero frente al incendio" Jesús Ortiz; Julia Villa, APTA 2009.
- "Performance-Based Design of structural Steel for Fire Conditions" ASCE manual 114.
- "Performance-Based Fire Protection".2º ed. SFPE –NFPA .2007
- "LNG Fire Protection and Emergency Response". British Petroleum BP .IChemE.2007.
- "Structural Design for Fire Safety". A.H. Buchanan . Wiley and Sons. 2002.
- "Steel and Composite Structures. Behaviour and Design for Fire Safety". Y.C.Wang-. Spon Press. 2002.

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

Un **terremoto/sismo** es una liberación de energía de deformación acumulada en la corteza terrestre, causado principalmente por la fractura de fallas geológicas. Debido a su naturaleza, no es posible prevenir o eliminar el peligro sísmico

➔ la reducción y la prevención de las consecuencias están estrictamente asociadas a la estructura del edificio y a los sistemas integrados, que ayudan al edificio a responder adecuadamente a la acción sísmica

- **Un sismo puede considerarse como un evento excepcional cuando:**
  - La estructura no está proyectada para una acción sísmica en absoluto, o está proyectada para demandas sísmicas menores. El peligro es por lo tanto excepcional. **Actualmente es poco frecuente en normativa internacional. Puede ocurrir que lo determinante frente a acción horizontal sea el viento.**
  - La estructura es vulnerable desde el punto de vista sísmico (daños preexistentes, sistema no diseñado según los requisitos de diseño de los códigos modernos). **Edificios a rehabilitar**.

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

ENFOQUE PRESCRIPTIVO

- **Este enfoque es especialmente ventajoso para zonas no sísmicas en las que pueden producirse acciones sísmicas pero con una probabilidad muy baja de ocurrencia**

  La configuración del edificio (tamaño y forma del edificio, elementos estructurales y no estructurales) determina la forma en que se distribuyen las fuerzas sísmicas equivalentes dentro de la estructura, su magnitud relativa y otros aspectos del diseño.

- **Efectos de la torsión: se desarrollan debido a la distribución asimétrica de las masas inerciales y/o las rigideces**
- **Las disposiciones simétricas darán lugar a una rigidez equilibrada y a una reducción de los efectos de torsión.**
- **Es esencial la regularidad en planta y alzado.**

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

ENFOQUE PRESCRIPTIVO (continuación)

- **Los edificios de configuración regular suelen tener:**
  - Relaciones entre la altura y la base bajas. **(h/b > 10 es temerario).**
  - Alturas de planta iguales.
  - Plantas simétricas.
  - Secciones y alzados uniformes.
  - Resistencia torsional máxima , **se refiere a evitar plantas tipo C o L (donde el centro de masas está separado del centro de rigidez de la malla de columnas).**
  - Vanos cortos uniformes y redundancia (**varios pórticos resistentes a sismo en cada dirección).**
  - Trayectorias de carga directas. **Nunca pilares apeados**
  - Atención al Diseño de elementos secundarios/no estructurales **para garantizar evacuación, continuidad en servicio (funcionamiento de instalaciones). Esencial en CC.NN , GNL, edificios CC1. (hospitales, bomberos, escuelas) y también donde el contenido es tan valioso como el continente.**

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

ENFOQUE PRESCRIPTIVO (continuación)

- **Control de vibraciones**: los edificios, en general, no entran en resonancia con choques dinámicos y, por consiguiente, disipan la vibración absorbiéndola. **Se suele tratar separadamente (frente a paso humano o máquinas, rara vez el viento)**

Para mejorar la respuesta:

- **Aislamiento de la base.** Puede utilizarse para separar (aislar) el edificio del suelo de manera que se reduzca en gran medida la energía sísmica que se transfiere a la superestructura**. Aumentan el periodo propio e imponen un amortiguamiento muy superior al típico del 5%** *Los edificios de gran altura o los construidos sobre suelos blandos no son adecuados para el aislamiento de la base.*
- **Sistemas de amortiguación pasiva.** La aplicación más común es un dispositivo de amortiguación de masa sintonizado (TMD), que consiste en una masa, un muelle y un amortiguador que se fija a una estructura. La energía sísmica se disipa mediante la fuerza de inercia del amortiguador que actúa sobre la estructura. **Frecuente en torres solares**.
- **Sistemas de amortiguación activa.** Los amortiguadores activos de masa sintonizados anulan las vibraciones dependientes de la velocidad contrarrestando las fuerzas de excitación de un sistema principal perturbado. Cada TMD consta de un actuador, un sistema de control y una unidad electrónica de potencia. Todos los componentes del TMD se equilibran mutuamente para que la fuerza del TMD actúe precisamente en la dirección opuesta a la fuerza de excitación.
- **Sistemas de control semiactivos**. Aprovechan las mejores características de los sistemas de control pasivos y activos. El término "semiactivo" se utiliza para indicar que el funcionamiento de estos sistemas requiere una cantidad muy pequeña de energía externa. Las fuerzas de control se desarrollan mediante el ajuste adecuado de las características de amortiguamiento o rigidez.

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

ENFOQUE PRESCRIPTIVO (continuación)

- **Para mejorar la respuesta de los edificios frente a sismo, los proyectistas pueden actuar sobre :**
  - las propiedades de resistencia y rigidez que deben seleccionarse teniendo en cuenta el equilibrio entre la deformabilidad y la capacidad resistente. **Se controlan las derivas ("interstore drifts") y la resistencia (atención secciones tipo 1).**
  - la ductilidad que permita la disipación de parte de la energía mediante deformaciones plásticas
    - **Los elementos Y ESTRUCTURAS dúctiles** suelen fallar sólo tras el desarrollo de considerables deformaciones plásticas. **Se reducen los espectros por un factor q (Eurocódigo 8) o R (ASCE 7).**
    - **Los elementos no dúctiles,** como los elementos de hormigón en masa o insuficientemente armados, fallan de forma frágil, sin deformaciones plásticas**. No se admiten en el esquema.**
- **Las exigencias de ductilidad se refieren tanto a los elementos como a sus uniones.**
  - **Para los elementos estructurales,** los requisitos principales apuntan a la esbeltez y a la prevención de la inestabilidad (p.e., pandeo lateral-torsional de vigas en flexión) antes de alcanzar su resistencia plástica. A nivel seccional, las secciones transversales plásticas o compactas (clase 1, clase 2) son adecuadas.
  - **En el caso de las uniones,** se recomiendan las configuraciones simétricas, ya que pueden proporcionar una respuesta histerética más estable a lo largo de los ciclos posteriores. Además, los componentes que fallan en modo frágil (p.e., soldaduras, tornillos) deben estar provistos de sobrerresistencia**. Ver a fondo EC8 / ASCE 7 y consecuentemente EC2/EC3/EC4 o bien ACI y AISC.**

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

ESTRATEGIAS DE CÁLCULO

- **Tras un sismo, la principal preocupación es el estado de la estructura y si está a salvo del colapso bajo cargas gravitatorias, réplicas del sismo y otros peligros (FEMA P-2090, 2021)**
  - Si la estructura carece de robustez, existe el riesgo de que se produzcan más daños o un colapso progresivo bajo una réplica u otros peligros
  - La capacidad residual después de un sismo puede definirse como:
    - capacidad portante del sistema resistente frente a carga lateral - la aceleración espectral mínima que corresponde al colapso local o global durante una réplica.
    - capacidad portante del sistema resistente frente a cargas gravitatorias - el nivel mínimo de cargas gravitatorias que corresponde al colapso local o global después de un terremoto que cause daños

5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA ROBUSTEZ SÍSMICA

Paso 1: Proyecto/evaluación para situaciones de proyecto persistentes/sísmicas

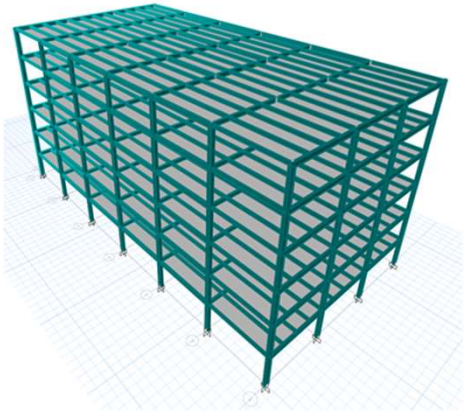
- En primer lugar, la estructura se proyecta para cumplir los requisitos basados en las normas (sólo para estructuras nuevas). La respuesta sísmica puede calcularse mediante un análisis estático no lineal (método N2, EN 1998) siguiendo las recomendaciones de EN 1993-1-14 (2020) concernientes a las leyes de comportamiento que deben utilizarse para los materiales y a la modelización de los elementos estructurales.
- La relación general carga-deformación de un componente estructural puede caracterizarse utilizando prEN 1998-1-2:2019.3, Anexo L. Así, el modelo del componente se definirá mediante:
  - una rigidez elástica efectiva K_e, considerando tanto las deformaciones debidas a flexión como las debidas a cortante
  - el límite elástico, que se define por el límite elástico efectivo Q_y *, y su correspondiente deformación de plastificación δ_y*.
  - el rango de post-plastificación, en el que el componente estructural exhibe endurecimiento antes de alcanzar su resistencia máxima Q_{max}* (es decir, la respuesta pico máxima)
  - la deformación plástica previa al pico δ_p*, que define la deformación plástica hasta el pico de la respuesta del componente estructural
  - la respuesta posterior al pico, representada por la deformación plástica posterior al pico δ_{pc}* del componente

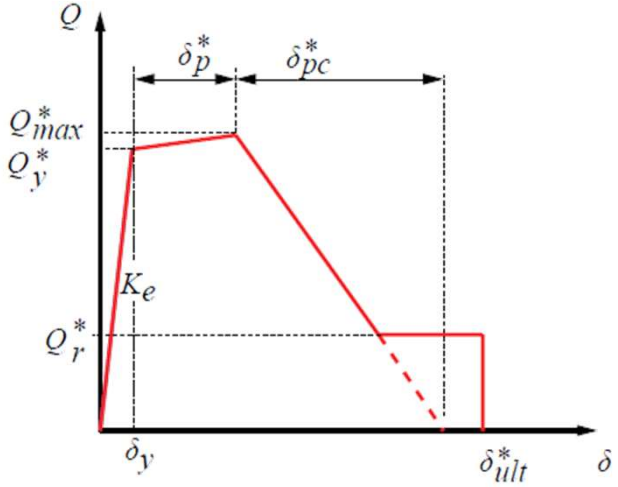
5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

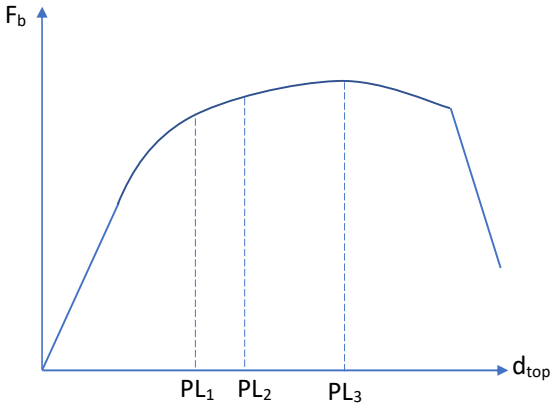
PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA ROBUSTEZ SÍSMICA

Paso 1: Proyecto/evaluación para situaciones de proyecto persistentes/sísmicas

- El comportamiento sísmico global puede presentarse en forma de una curva cortante basal - desplazamiento superior F_b - d_{top}.
- Los niveles de comportamiento (PL) se definen por el correspondiente desplazamiento superior máximo, p.e., P_{L1} (daños limitados), P_{L2} (daños moderados) y PL_3 (grandes daños). En función del nivel de peligro, se espera un determinado nivel de daños





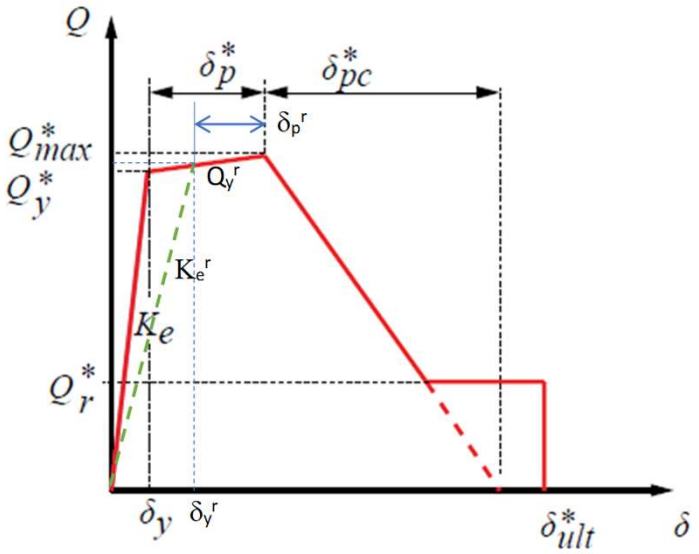


5. SISMO COMO EVENTO EXCEPCIONAL

PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA ROBUSTEZ SÍSMICA

Paso 2: Evaluación de la capacidad residual después de un sismo

- Tras la evaluación de las demandas de ductilidad local y global (Paso 1), se introducen modificaciones en las rótulas plásticas de flexión para los elementos dañados (es decir, elementos con deformaciones plásticas), lo que da lugar a un modelo no lineal modificado). La resistencia residual de un pilar se asumirá, de forma conservadora, como cero si la respuesta pico se alcanza durante el movimiento sísmico.
- Deben tenerse en cuenta los efectos P-Δ (especialmente cuando las deformaciones laterales residuales después del sismo sean significativas).
- La resistencia del pórtico estructural frente a una réplica sísmica puede evaluarse mediante un análisis no lineal (p.e., un análisis pushover). El análisis se realiza sobre el modelo dañado.
- La resistencia del pórtico estructural frente al colapso progresivo bajo cargas gravitatorias puede evaluarse mediante un análisis estático pushdown (vertical)



	Stiffness	Strength	Ductility
Initial (intact)	K_e	Q_y	δ_p
Damaged	K_e^r	Q_y^r	δ_p^r

Referencias sobre diseño frente a sismo

- EN 1998-1:2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* CEN European Committee for Standardization
- NCSR-02. *Norma de construcción Sismorresistente: parte general y edificación. MOPU.*
- IBC 2012. *International Building Code.* International Code Council
- ASCE/SEI 7-16 (2016). "Minimum design loads for building and other structures.
- ASCE 4-98. *Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures.* American Society of Civil Engineers .
- Chopra A.K. (2007) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (Third Ed.). New Jersey. Prentice Hall.
- Clough, RW, Penzien J (1995) *Dynamics of Structures* (Third Ed.): Berkeley. Computers & Structures, Inc.
- ISO 3010 (2018). "*Basis for design of structures- Seismic actions on structures".*
- ISO 13033 (2013) " *Seismic actions on nonstructural components for building applications"*
- POLA SEISMIC CODE 2010. "*Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves*". City of Los Angeles Harbor Department 2010.
- ATC-40 "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*" , Applied Technology Council 1998 . California.
- FEMA-356 "*Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Building*" 2000. Washington.DC

6. CONCLUSIONES

- En esta presentación se han expuesto algunos métodos de diseño para la robustez/resistencia frente a amenazas identificadas
- Los métodos de diseño requieren la identificación de las amenazas y la definición de las acciones asociadas y simultaneas convencionales
- Se han considerado los casos de impacto, explosión, incendio y terremoto como evento excepcional
- Para muchas acciones el nivel de amenaza puede reducirse o incluso eliminarse con medidas preventivas y/o de protección
- Para el diseño explícito frente a acciones accidentales identificadas se utilizan métodos analíticos y/o numéricos
- El nivel de sofisticación de los métodos está fuertemente vinculado a la clase de consecuencias CC de la estructura considerada

AMENAZAS IDENTIFICADAS

Barcelona 19.05 . 2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci! Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci! Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Alfredo Arnedo Pena

alfredo.arnedo@ciccp.es.

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

AMENAZAS NO IDENTIFICADAS

Barcelona 19/05/2022

Nirvan Makoond

ICITECH - Universitat Politècnica de València

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events

(Mitigación del riesgo de colapso progresivo en pórticos de edificios en acero y mixtos ante eventos excepcionales)

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

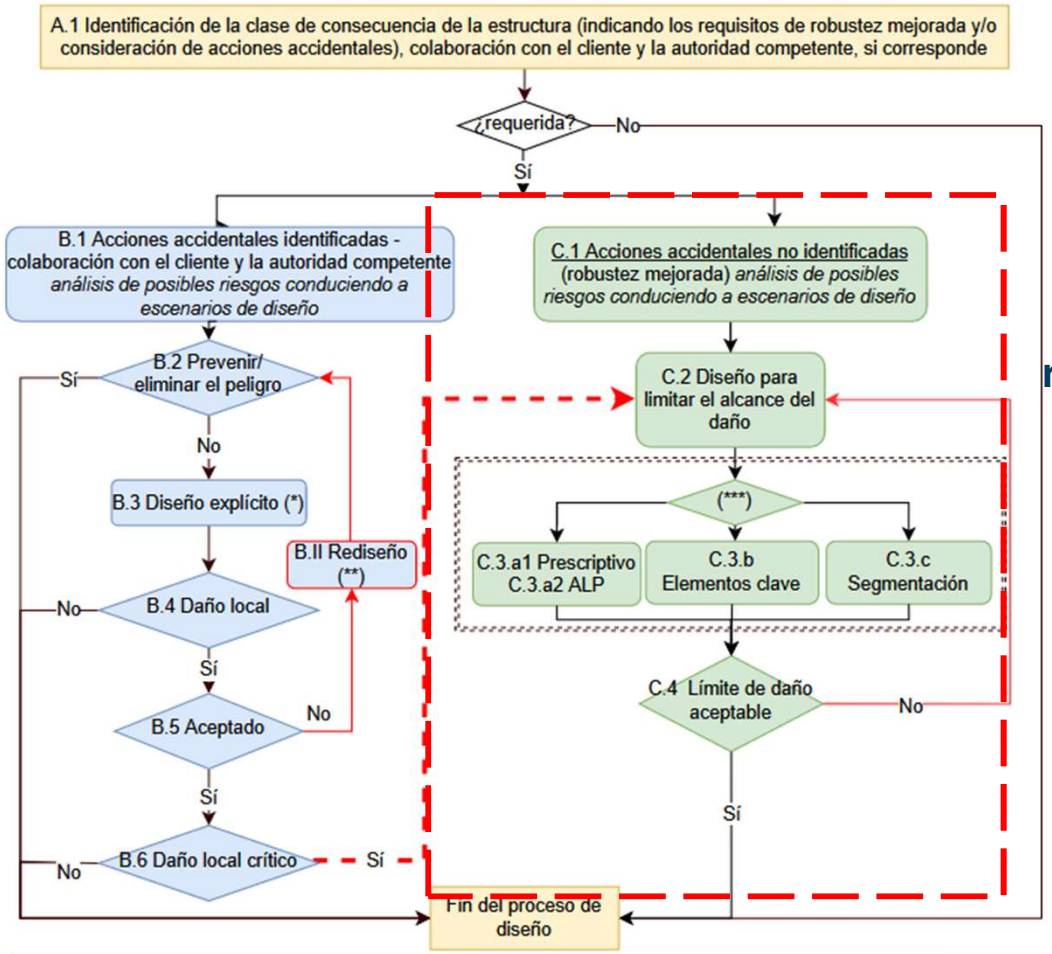
1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

1. INTRODUCCIÓN

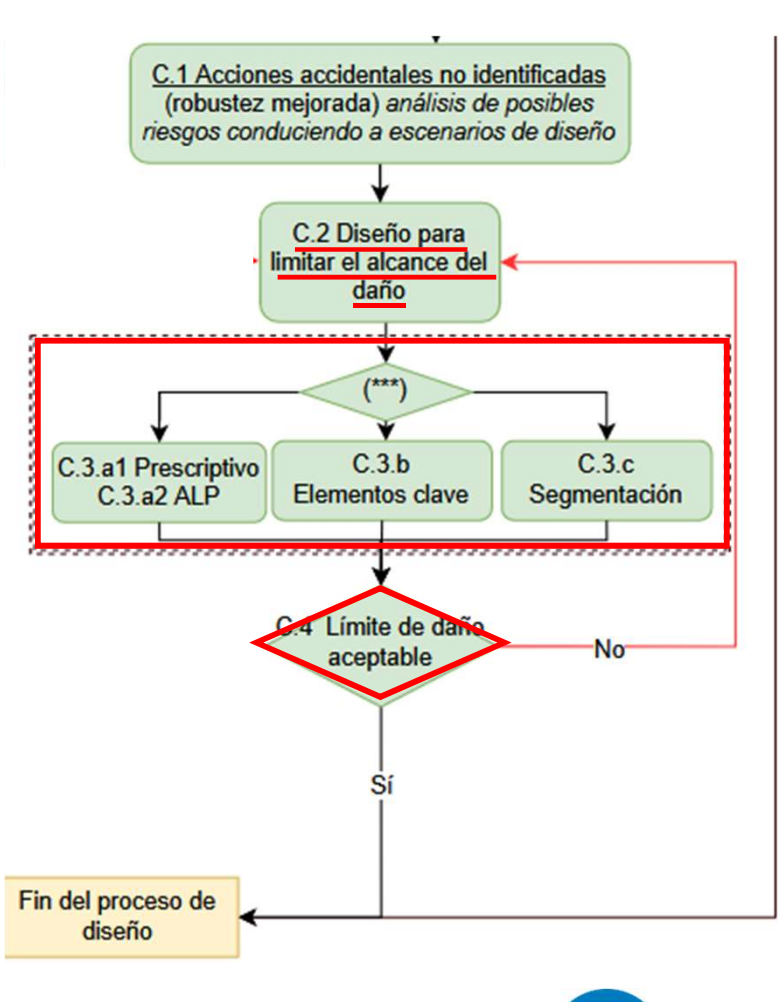
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM-Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

1. INTRODUCCIÓN-VISIÓN GENERAL



Procedimiento para amenazas no identificadas



1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

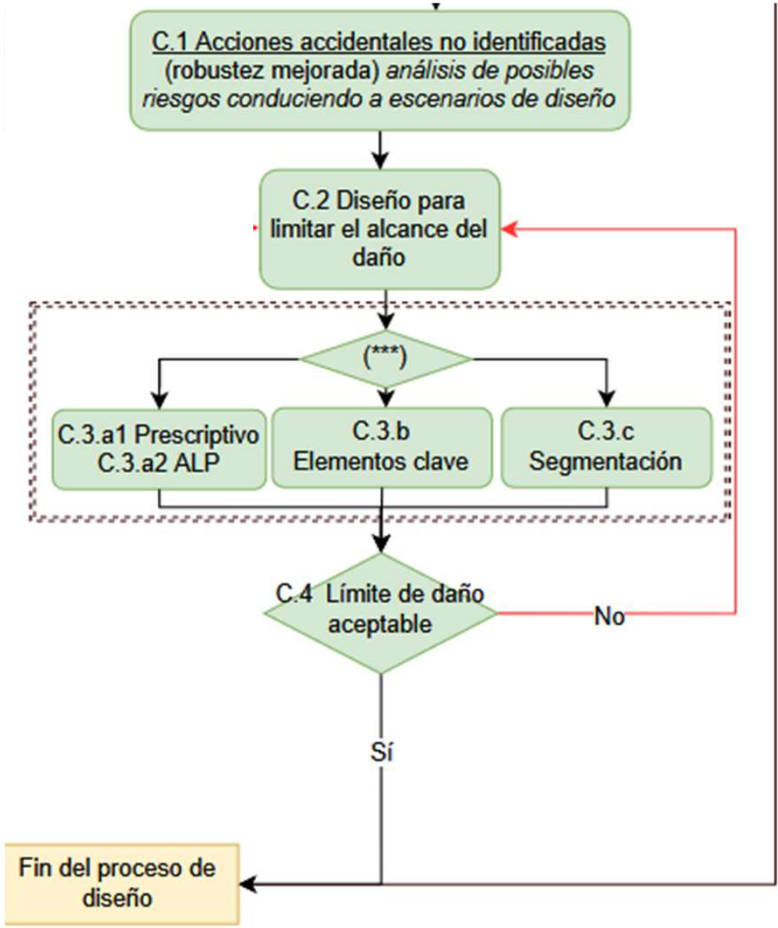
1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM-Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

2. SELECCIÓN DE LA ESTRATEGIA DE CÁLCULO

- Las amenazas no identificadas se refieren a acciones accidentales no "identificadas" específicamente por el cliente u otras partes interesadas
- Por definición, las amenazas no identificadas no pueden ser caracterizadas
- Por lo tanto, las estrategias de proyecto adoptadas persiguen principalmente limitar el alcance de un daño localizado, sea cual sea la causa que lo provoque
- La selección de la estrategia de cálculo que debe adoptarse depende de la clase de consecuencias (CC) a la que pertenece la estructura considerada

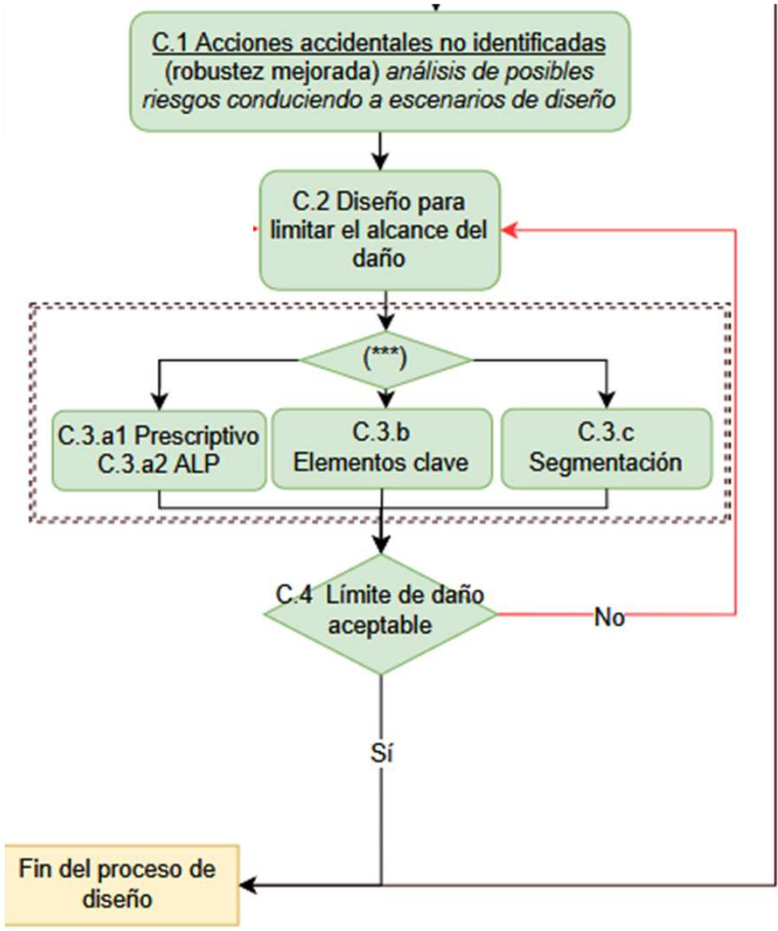
2. SELECCIÓN DE LA ESTRATEGIA DE CÁLCULO

- **Para estructuras CC1:**
  - Ningún requisito específico
- **Para estructuras CC2 – grupo de menor riesgo (CC2a):**
  - Método prescriptivo para asegurar la eficacia del atado horizontal
- **Para estructuras CC2 – grupo de mayor riesgo (CC2b):**
  - Método prescriptivo para asegurar la eficacia del atado horizontal y vertical
  - Método de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
  - Método del elemento clave
  - Método de segmentación



2. SELECCIÓN DE LA ESTRATEGIA DE CÁLCULO

- **Para estructuras CC3:**
  - Las estrategias de cálculo propuestas para el grupo de mayor riesgo (CC2b) de la clase de consecuencias CC2, siguen siendo válidas **pero** …
  - Pueden requerir un análisis de riesgo y el uso de métodos refinados, tales como análisis dinámicos completos, modelos no lineales…



1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

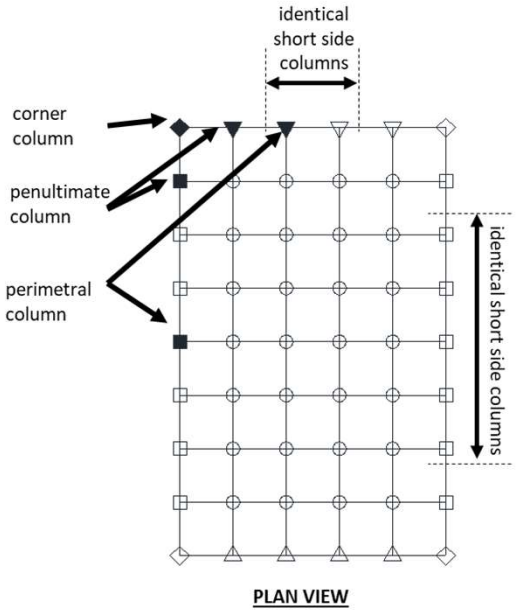
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

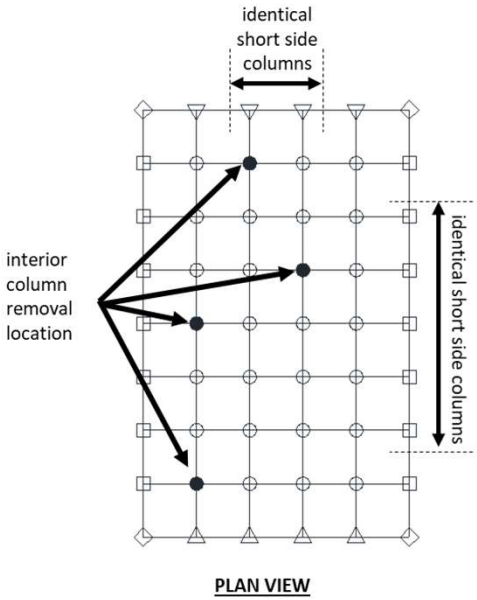
1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM-Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

3. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS LOCALES

- Según EN 1991-1-7, el daño local que debe considerarse para estructuras de edificios incluidas en CC2b es la eliminación teórica de cada pilar portante, o de cada viga que soporte un pilar
- Esto podría representar una cantidad importante de trabajo
- Existe la posibilidad de reducir el número de escenarios de pérdida de pilar a considerar, en particular para edificios con geometría regular

3. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS LOCALES





(DoD 2016)

- **Para las ubicaciones en términos de la propia planta:**
  - Primera planta sobre el suelo;
  - Piso justo debajo de la cubierta;
  - Piso a media altura;
  - Piso por encima de la ubicación de un empalme de pilar o de un cambio en la sección transversal del pilar.

3. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS LOCALES

- **En EN 1991-1-7, no se establece si esta supresión de pilar debe asumirse como instantánea o como "cuasi-estática".**
- **La consideración de una supresión "cuasi-estática" permite:**
  - El uso de herramientas de análisis más sencillas en las que no es necesario considerar los efectos dinámicos
  - Tener una buena estimación de la capacidad de una estructura para activar trayectorias alternativas de carga ante efectos dinámicos
- **Considerar la supresión instantánea de un pilar proporciona un límite superior de la respuesta de las estructuras de edificios**

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM-Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

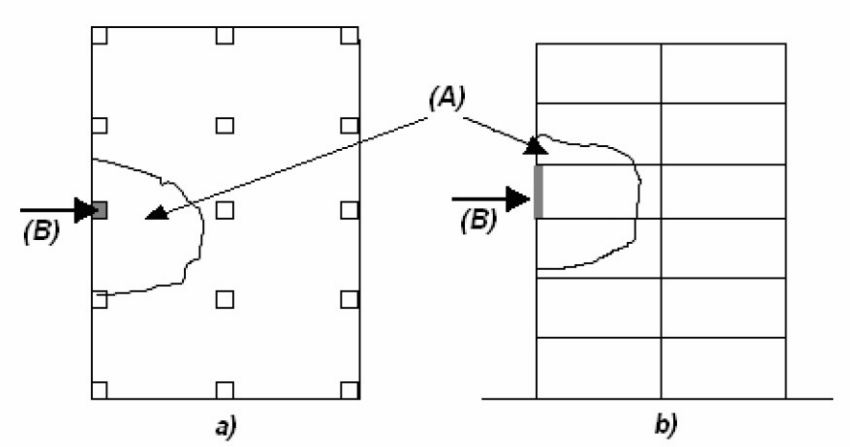
4.1 ALPM-Generalidades

- Las estrategias de proyecto pretenden dotar a la estructura de trayectorias de carga alternativas que permitan la redistribución de cargas en caso de fallo local de un elemento de soporte
- Este objetivo puede lograrse dotando a la estructura de recursos adecuados de ductilidad, capacidad de deformación y redundancia, y/o aplicando reglas prescriptivas de proyecto, tal como el atado
- Los métodos ALP son métodos de cálculo basados en prestaciones aplicables a estructuras con geometría regular
- EN 1991-1-7 ➡ la estrategia de proyecto ALP se basa en la limitación del alcance del fallo localizado mediante la mejora de la redundancia y considerando la eliminación teórica de los pilares

4.1 ALPM-Generalidades

- **Al aplicar el método de la trayectoria alternativa de carga, según EN 1991-1-7, debe demostrarse que el daño local no se extiende de forma desproporcionada**
- **Límite de daño local aceptable:**
  - 15% de la superficie del piso o …
  - 100 m^2

  lo que sea menor, en cada uno de los dos pisos adyacentes



(A) Daño local

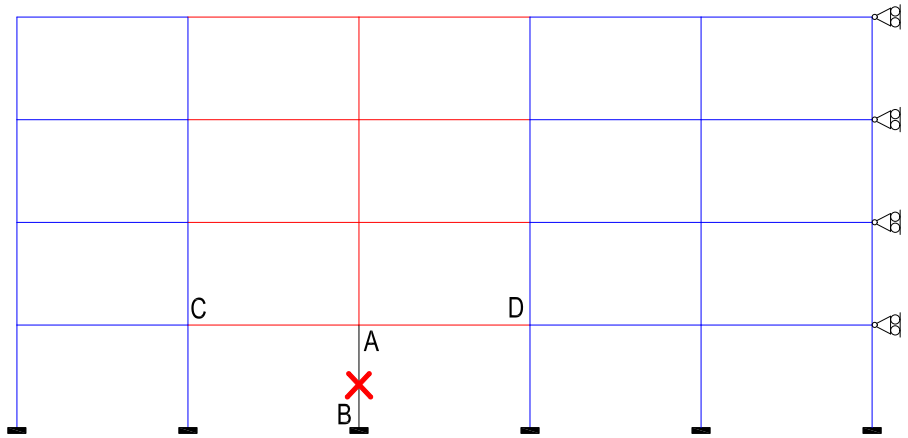
(B) Pilar retirado teóricamente

4.1 ALPM-Generalidades

- **Escenario supuesto: pérdida de un pilar**

- **La estructura de un edificio que pierde un pilar puede dividirse en dos partes principales:**
  - la parte directamente afectada (DAP), que representa la parte del edificio directamente afectada por la pérdida del pilar, es decir, las vigas, los pilares y las uniones viga-pilar que están justo por encima del pilar que falla
  - la parte indirectamente afectada (IAP) que incluye el resto de la estructura

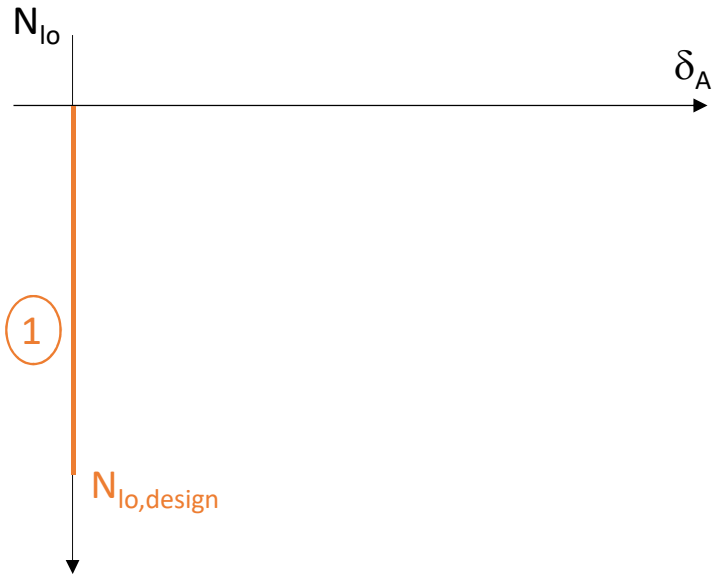
En rojo: parte directamente afectada
En azul: parte indirectamente afectada



Pilar supuestamente perdido

4.1 ALPM-Generalidades

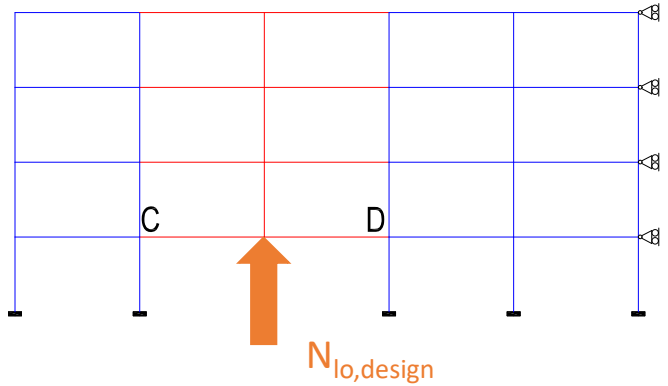
- **La respuesta de un pórtico tras la pérdida de un pilar puede subdividirse en diferentes fases sucesivas, que se desarrollan o no según los siguientes casos**



Fase 1 ⇒ Edificio bajo combinación accidental de cargas

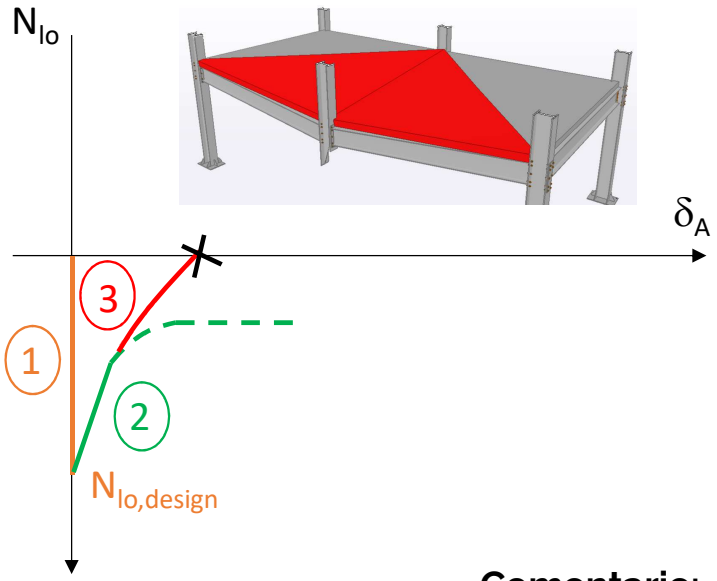
⇓

Pilar eliminado sometido a carga axil $N_{lo,design}$



4.1 ALPM-Generalidades

La robustez puede garantizarse solo mediante las losas (losas conectadas o no a las vigas de acero)



Fase 2 ⇒ Inicio de la pérdida de pilar

⇓

Primero se observa una respuesta elástica
Luego, se forma el mecanismo plástico de placa en la losa

Fase 3 ⇒ Aparecen desplazamientos significativos

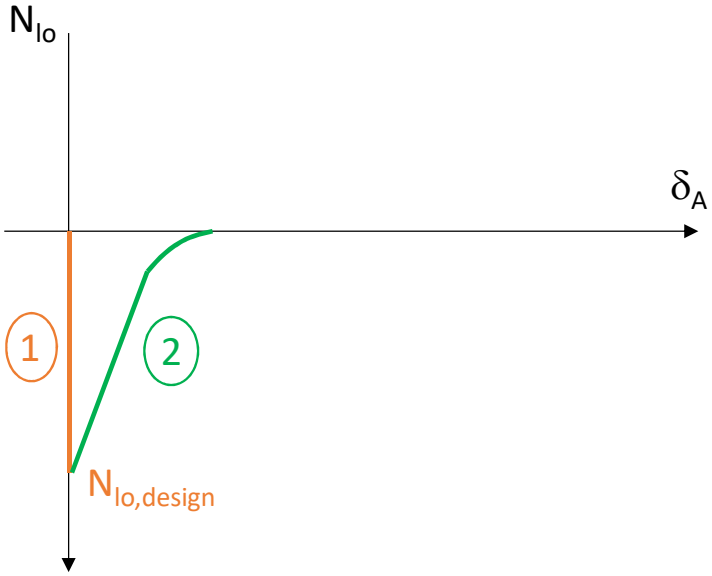
⇓

Se desarrollan acciones de catenaria hasta la rotura frágil, debida, por ejemplo, a la falta de ductilidad de las armaduras

Comentario: si la robustez no es suficiente, habrá que activar otras contribuciones estructurales, que requerirán desplazamientos importantes que la losa no podría permitirse. En este caso, habrá que ignorar la "Fase 3" de la losa

4.1 ALPM-Generalidades

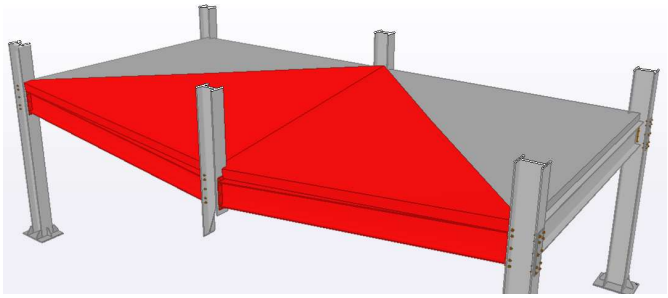
- **Si la robustez no puede garantizarse solo mediante las losas, puede activarse la plastificación de las losas y de las vigas de la DAP**



Fase 2: ⇒ Inicio de la pérdida de pilar

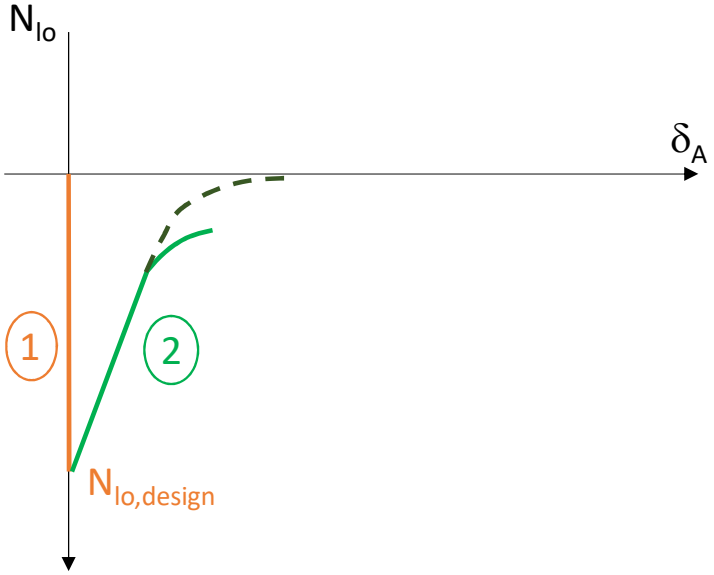
⇓

- Mecanismo plástico de placa en las losas (Johansen)
- Mecanismo plástico de dintel en las vigas de la DAP (vigas de acero o mixtas si las losas están conectadas a las vigas de acero)



4.1 ALPM-Generalidades

- **Si la robustez no puede garantizarse solo mediante las losas, puede activarse la plastificación de las losas y de las vigas de la DAP junto con los efectos de arco en las vigas**

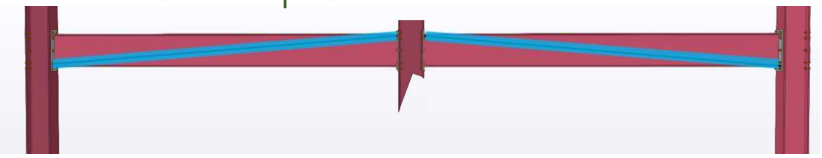


Fase 2 : ⇨ Inicio de la pérdida de pilar

⇩

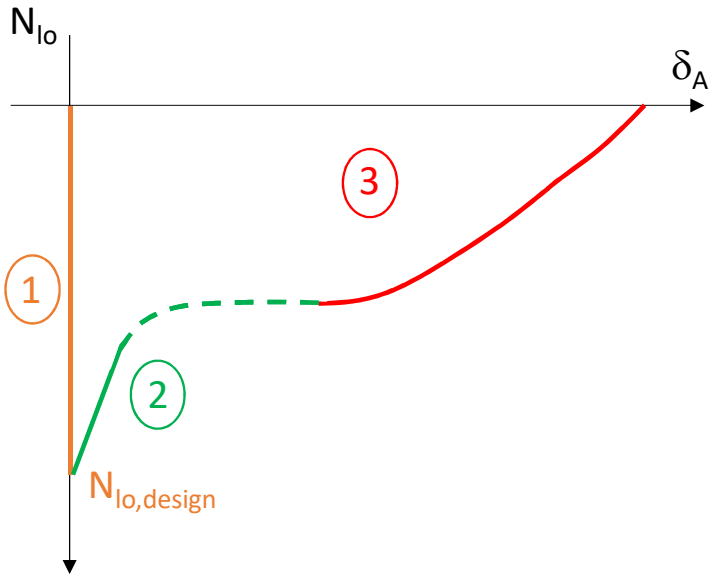
- Mecanismo plástico de placa en las losas (Johansen)
- Mecanismo plástico de dintel en las vigas de la DAP (vigas de acero o mixtas si las losas están conectadas a las vigas de acero)

Además, en algunos casos específicos (definidos más adelante), pueden desarrollarse **efectos de arco** en las vigas de la DAP, posteriormente al desarrollo del mecanismo plástico



4.1 ALPM-Generalidades

Si la robustez no es aún suficiente, se puede activar la acción de catenaria en las vigas



Fase 2 : ⇒ Inicio de la pérdida de pilar

⇓

- Mecanismo plástico de placa en las losas (Johansen)
- Mecanismo plástico de dintel en las vigas de la DAP (vigas de acero o mixtas si las losas están conectadas a las vigas de acero)
- Efecto de arco en viga

Se contempla una disminución de la resistencia como resultado del fenómeno de **"snap-through"** en las vigas, seguido de una caída debida a la rotura frágil de la armadura en la losa, si la hay

Fase 3 ⇒ Aparecen desplazamientos significativos

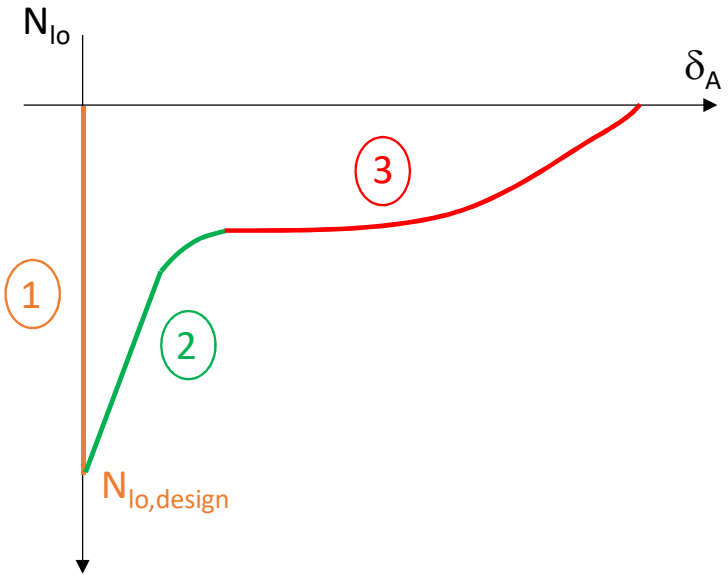
⇓

Se desarrollan acciones de catenaria en las vigas de acero o mixtas de la DAP

Comentario: Finalmente hay que considerar dos contribuciones a la robustez: los **mecanismos de dintel** y **las acciones de catenaria** en las vigas de la DAP

4.1 ALPM-Generalidades

Visualización de la respuesta estructural global



Fase 1: ⇒ Edificio bajo combinación accidental de cargas

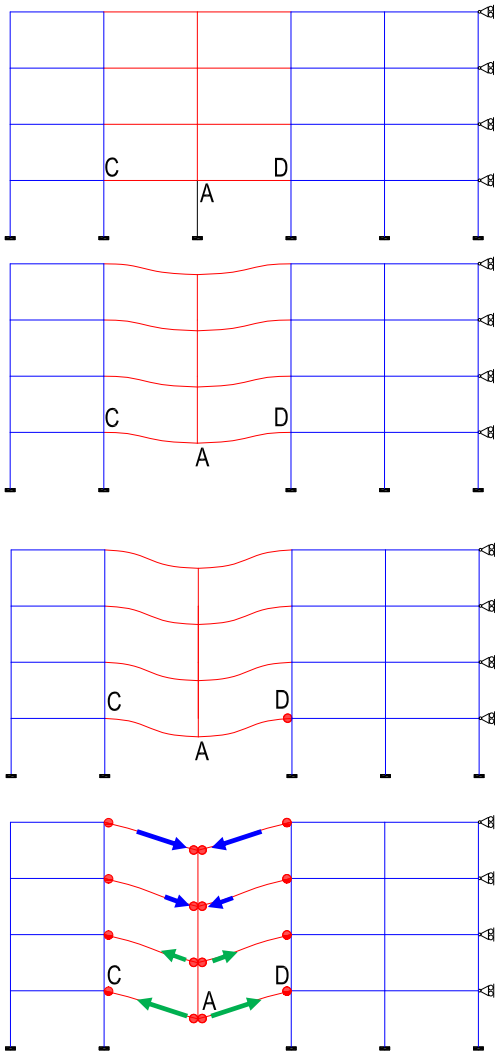
- Pilar eliminado sometido a carga axil $N_{lo,design}$

Fase 2: ⇒ Inicio de la pérdida de pilar

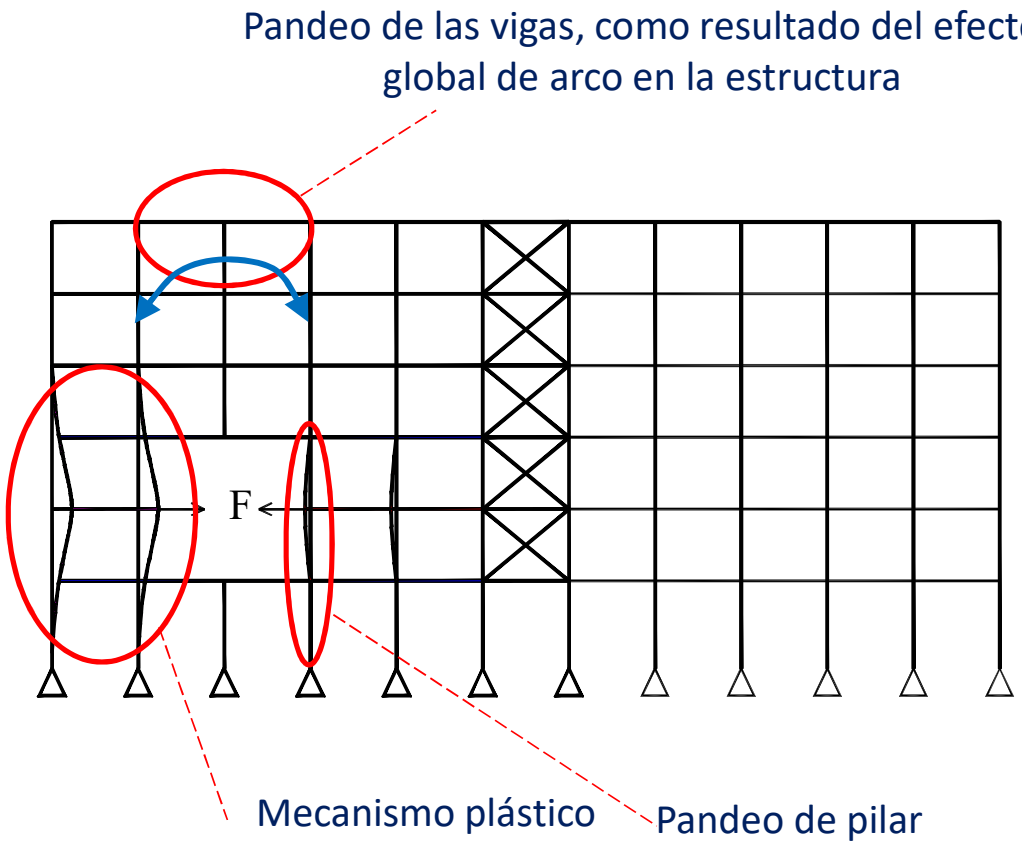
- Primero, se observa una respuesta elástica
- Luego, se forma la primera rotula plástica
- Finalmente, se forma un mecanismo plástico completo en la DAP

Fase 3: ⇒ Aparecen desplazamientos significativos

- Se desarrollan efectos de 2º orden
- Aparecen esfuerzos axiles en las vigas (fuerzas de membrana/catenaria)



4.1 ALPM-Generalidades



Es necesario comprobar otros posibles modos de fallo relevantes:

- **Pandeo de los pilares de la IAP, adyacentes al pilar suprimido**
- **Desarrollo de un mecanismo global plástico en la IAP bajo la acción de las fuerzas de membrana transferidas por la DAP a la IAP de la estructura**
- **Pandeo en compresión de las vigas superiores de la DAP como resultado del desarrollo del efecto de arco**

4.1 ALPM-Generalidades

- **Para aplicar el método de la trayectoria alternativa de carga, se pueden adoptar diferentes métodos de cálculo, caracterizados por su nivel de complejidad.**
- **Se consideran los siguientes:**
  - 4.2 ALPM-Métodos prescriptivos
  - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
  - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
  - 4.5 ALPM-Método numérico completo
  - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

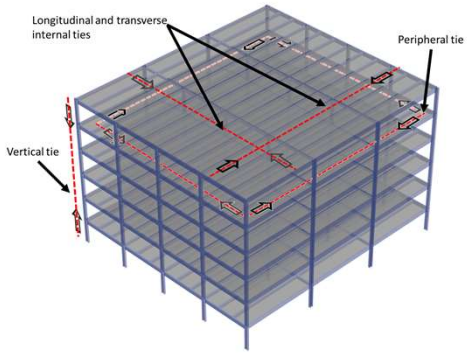
ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

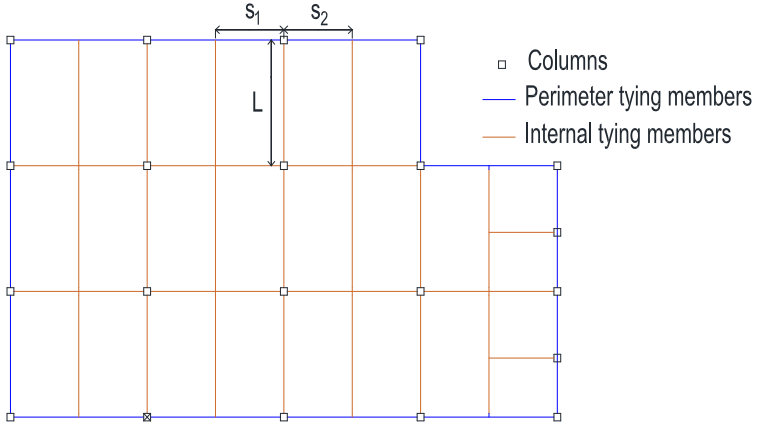
- **El objetivo de estos métodos es proporcionar un nivel mínimo de robustez y resistencia al colapso progresivo a la estructura**
- **Son métodos indirectos de cálculo**
- **El método de la fuerza de atado es un método prescriptivo de cálculo que:**
  - garantiza un nivel mínimo de continuidad y resistencia entre los diferentes elementos estructurales;
  - utiliza elementos de atado horizontales y verticales;
  - selecciona los elementos de atado en función del nivel de riesgo y de las clases de consecuencias;
  - se propone para estructuras de riesgo bajo/medio.
- **Este método está incluido en EN 1991-1-7 y prescribe:**
  - Utilizar atado horizontal para edificios CC2a;
  - Utilizar atado horizontal y vertical para edificios CC2b.



4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

- **Los atados horizontales deberían localizarse en cada planta y a nivel de cubierta**
  - alrededor del perímetro y….
  - en el interior del edificio en dos direcciones ortogonales, para atar los pilares y los muros y…
  - pueden realizarse mediante vigas de acero, armaduras de acero en las losas de hormigón o mallas electrosoldadas y chapas de acero perfiladas en los forjados mixtos
- **Los elementos de atado tienen que ser diseñados para ser capaces de resistir un nivel mínimo de fuerzas de atado**

REQUISITOS PARA ESTRUCTURAS PORTICADAS (EN 1991-1-7)



Tirantes internos ⇒ $T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \geq 75\ kN$

Tirantes perimetrales ⇒ $T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \geq 75\ kN$

- g_k carga permanente por unidad de superficie aplicada en el forjado
- q_k carga variable por unidad de superficie aplicada en el forjado
- s espaciamiento medio entre tirantes adyacentes ($s = (s_1 + s_2)/2$)
- L longitud del tirante
- ψ es el coeficiente de combinación pertinente para las acciones variables en las situaciones accidentales de proyecto (EN 1990)

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

- **Para garantizar la posible activación de los elementos de atado, es necesario asegurar un nivel mínimo de ductilidad.**
- **En EN 1991-1-7 no se ofrecen recomendaciones específicas.**
- **El Manual de Diseño de FAILNOMORE cubre este vacío:**
  - Si se utilizan uniones de sobrerresistencia en los extremos de las vigas, se recomienda disponer secciones transversales Clase 1 frente a flexión positiva y negativa;
  - En el caso de uniones de resistencia total, la ductilidad se exige a la unión y a la viga;
  - Si se utilizan uniones de resistencia parcial o uniones simples, la ductilidad/capacidad de deformación se exigirá a nivel de las uniones.
- **Cuando se requiera ductilidad/capacidad de deformación a nivel de las uniones, se recomienda aplicar los criterios para asegurar una capacidad de deformación mínima ya comentados en la presentación "Diseño para la robustez".**

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

- Las fuerzas de cálculo mínimas de tracción obtenidas mediante el procedimiento expuesto anteriormente se definen para garantizar un nivel mínimo de continuidad/redundancia en el forjado
- Estas fuerzas no reflejan en absoluto el nivel real de las fuerzas de tracción que podrían ocurrir en caso de pérdida completa de pilar (como se pone de manifiesto en los ejemplos de cálculo)
- Finalmente, no se puede establecer una relación clara entre la capacidad de atado y la resistencia real al colapso progresivo

La eficacia de este método sigue siendo cuestionable

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

- Izzuddin (Imperial College, London) ha desarrollado recientemente un método más refinado
- Este método permite predecir mejor las cargas de tracción que deben soportar los elementos de atado en el caso del escenario de pérdida de pilar
- Se puede adaptar a cualquier sistema estructural mediante una calibración adecuada de algunos coeficientes

$$T \geq \eta . \rho . \left(\frac{i_f}{\bar{\alpha}} \right) . P$$

- T carga de tracción que debe soportar el elemento de atado considerado
- η coeficiente de amplificación para tener en cuenta posibles efectos dinámicos
- ρ factor de reducción para tener en cuenta diferentes efectos como el endurecimiento por deformación o la interacción entre la carga de tracción y la flexión
- i_f factor de intensidad de la fuerza de atado que depende del sistema considerado

- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$ coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de rotación del cordón α (en rad) para diferentes tipologías estructurales
- P carga equivalente para tener en cuenta las cargas aplicadas sobre el forjado que se considere

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

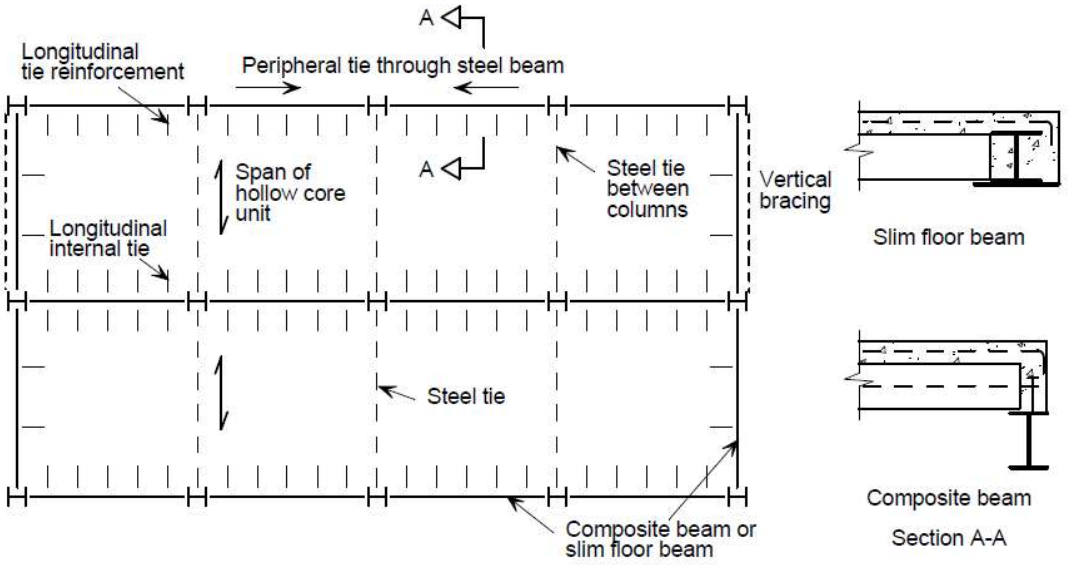
- Los forjados mixtos son una solución estructural eficiente para activar trayectorias de carga alternativa en el caso de escenario de pérdida de pilar
- Los forjados mixtos permiten el desarrollo de fuerzas de membrana en la losa conectada, requiriendo una capacidad de deformación mucho menor a nivel de los extremos de las vigas
- Se recomienda el empleo de una malla reticulada de vigas de acero con el ala superior de las vigas en las dos direcciones principales conectadas a la losa
- En cuanto a la colaboración de la losa, se propone seguir las recomendaciones de EN 1992-1-1 (Sección 9.10.2), donde se dan unos requisitos mínimos para dotar al forjado de un sistema de atado
- El Manual de Diseño también proporciona detalles de construcción específicos para las losas con elementos prefabricados de hormigón

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

Requisitos de Eurocódigo 2 para losas

- **Sistema de atado adecuado**
  - Tirantes perimetrales
  - Tirantes internos
  - Tirantes horizontales de pilar o pared
  - Tirantes verticales, si son necesarios (edificios de 5 o más plantas)
- **Criterios para organizar los elementos de atado**
- **Esfuerzos de cálculo de los tirantes**
- **Continuidad y anclaje requeridos para los tirantes**

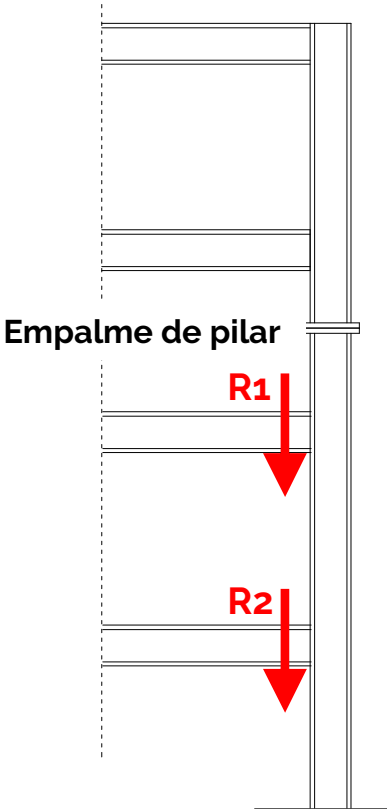
Ejemplo de sistema de atado en losas prefabricadas



Ref.: CEN/TC250/SC4 2020
"N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements"

4.2 ALPM-Métodos prescriptivos

- Las estructuras CC2b deben estar atadas verticalmente
- En los edificios porticados, los pilares deben ser capaces de resistir una fuerza de tracción accidental de cálculo igual a la mayor reacción vertical permanente y variable de cálculo aplicada al pilar desde cualquier otro piso (no aplicada con carga normal)
- En la práctica, los elementos estructurales que hay que comprobar son los pilares con empalmes
- Los empalmes de los pilares deben diseñarse para soportar las mayores reacciones totales de los extremos de las vigas aplicadas en un solo piso
- Las reacciones finales deben calcularse para el caso de condiciones normales de proyecto y no para el caso de carga accidental



- La comprobación de los empalmes de pilar sometidos a cargas de tracción no se contempla explícitamente en los Eurocódigos

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-Generalidades
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

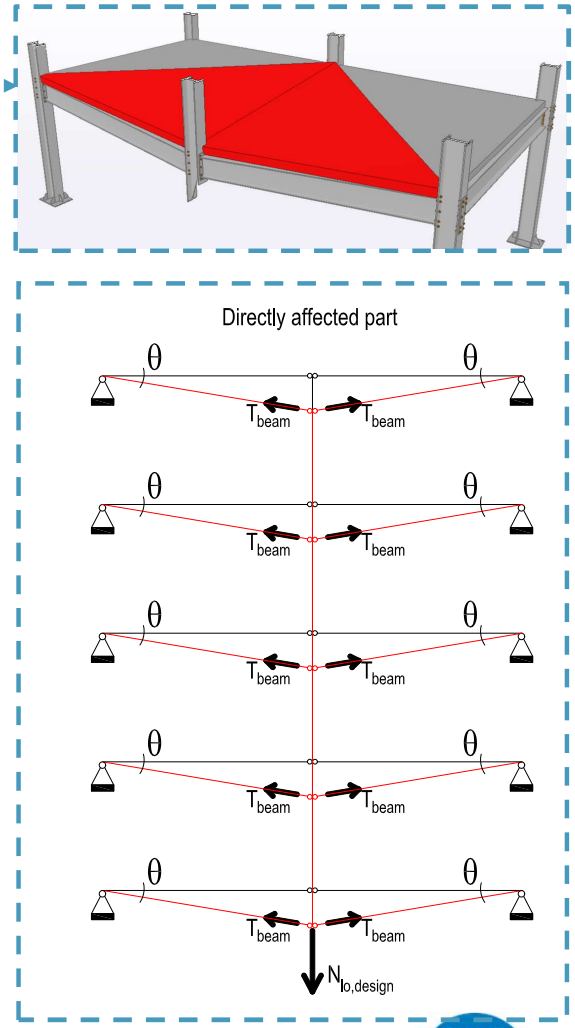
4.3 ALPM-Métodos analíticos

- **Los métodos de evaluación de la robustez propuestos en el Manual de Diseño son:**
  - Métodos analíticos simplificados para estructuras con uniones simples
  - Métodos analíticos simplificados para estructuras con uniones de resistencia parcial
  - Métodos simplificados para estructuras con uniones de sobrerresistencia
  - Método analítico avanzado
- **A continuación se describen los más sencillos**
- **El más avanzado se detalla en el Manual de Diseño (Anexo A.8)**
- **Todas las reglas de aplicación pertinentes figuran en el Manual de Diseño**

4.3 ALPM-Métodos analíticos

MÉTODOS ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS PARA ESTRUCTURAS CON UNIONES SIMPLES

- Losas en cada nivel de piso (actuando como diafragmas)
- Se pueden contemplar dos posibilidades:
  - O bien la robustez está garantizada por las losas (mecanismos plásticos + acciones de catenaria en la losa)
  - O la robustez está garantizada por la DAP (acciones de catenaria en las vigas)
- Verificación IAP: pilares adyacentes al pilar perdido



4.3 ALPM-Métodos analíticos

MÉTODOS ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS PARA ESTRUCTURAS CON UNIONES DE RESISTENCIA PARCIAL

- Losas en cada nivel de piso (actuando como diafragmas)
- Se pueden contemplar dos posibilidades:
  - O bien la robustez está garantizada por las losas (mecanismos plásticos en la losa+ acciones de catenaria en las vigas)
  - O la robustez está garantizada por la losa + las vigas de la DAP (mecanismos plásticos en la losa y las vigas + efecto arco)
  - ~~O la robustez está garantizada por las vigas de la DAP (mecanismos plásticos en las vigas + acciones de catenaria en las vigas)~~

Se necesitan modelos avanzados

- Verificación IAP: pilares adyacentes al pilar perdido

4.3 ALPM-Métodos analíticos

MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA ESTRUCTURAS CON UNIONES DE SOBRERRESISTENCIA

- Losas en cada nivel de piso (actuando como diafragmas)
- Se pueden contemplar dos posibilidades:
  - O bien la robustez está garantizada por las losas (mecanismos plásticos en la losa + acciones de catenaria en las vigas)
  - O la robustez está garantizada por la losa + las vigas de la DAP (mecanismos plásticos en la losa y las vigas + efecto arco)
  - ~~O la robustez está garantizada por la DAP (mecanismos plásticos en las vigas + acciones de catenaria en las vigas)~~

Se necesitan modelos avanzados

- Verificación IAP: pilares adyacentes al pilar perdido

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

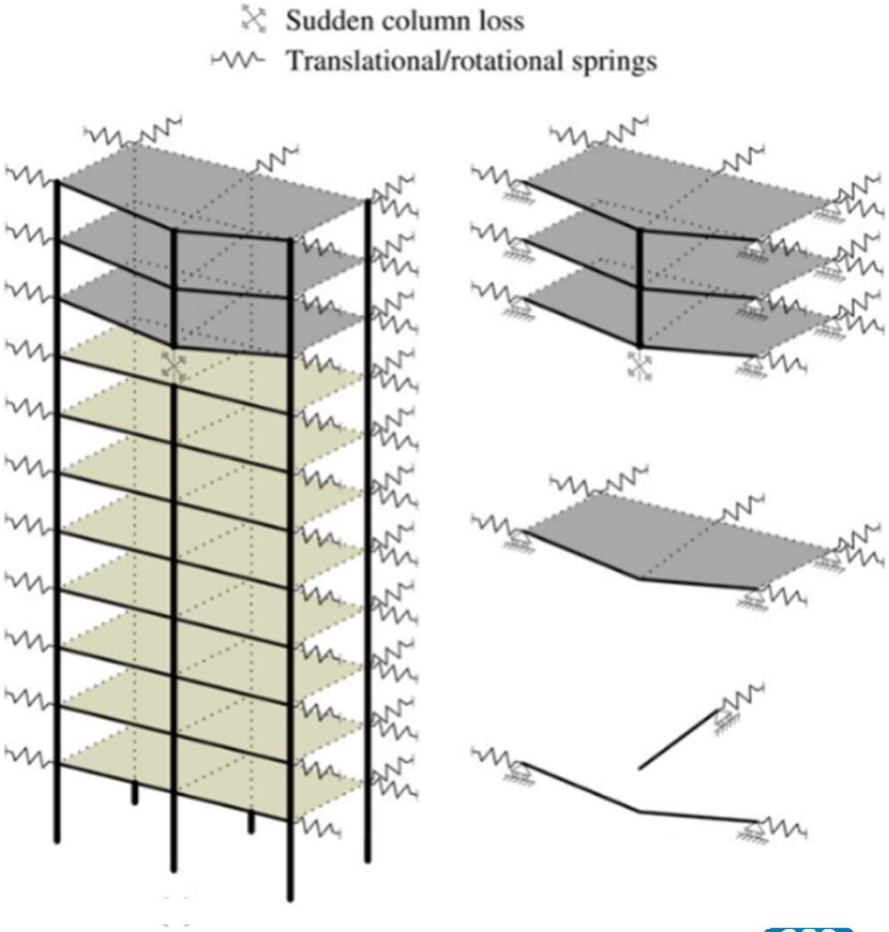
4.4 ALPM- Métodos numéricos simplificados

- **Estado límite de robustez**
  - Escenario de pérdida repentina de pilar
  - Prevenir el colapso de las plantas superiores
  - Permitir deformaciones relativamente grandes
  - Límite de ductilidad
- **Marco de evaluación multi-nivel basado en la ductilidad**
  - Respuesta estática no lineal
  - Evaluación dinámica simplificada
  - Evaluación de la ductilidad
- **Tiene en cuenta la ductilidad, la redundancia, la absorción de energía y los efectos dinámicos**
- **Enfoque orientado a la práctica**
- **No es necesario un análisis dinámico no lineal detallado**

4.4 ALPM- Métodos numéricos simplificados

- **Idealización de la estructura**
  - Vano afectado
  - Pisos situados por encima del pilar perdido
  - Un solo piso por encima del pilar perdido
  - Viga individual de acero/mixta por encima del pilar perdido
- **La respuesta a más altos niveles puede obtenerse ensamblando la respuesta de modelos a niveles más bajos**
- **Sistema de un piso único mediante la combinación de las respuestas de las vigas individuales de un emparrillado**
- **Puede utilizarse una modelización simplificada (SDOF) para determinar la respuesta de un sistema de varios pisos, cuando se suponen pilares rígidos**

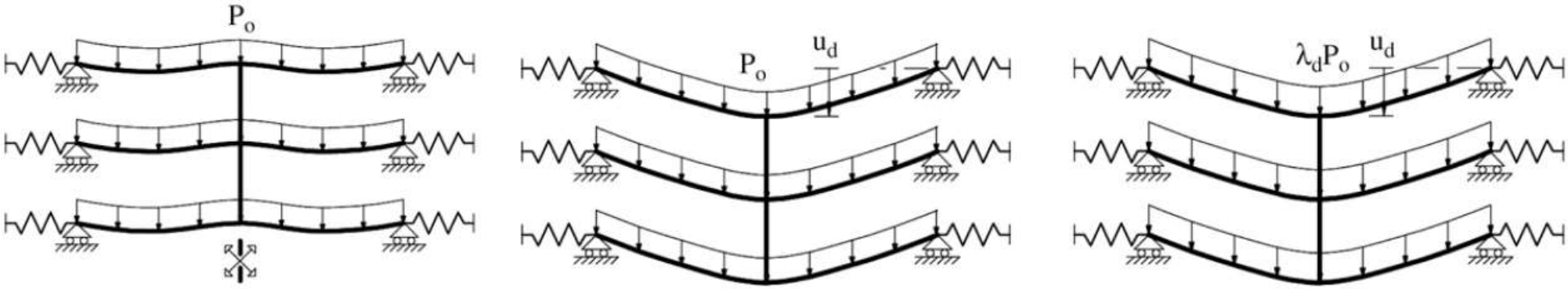
SDOF= un grado de libertad



4.4 ALPM- Métodos numéricos simplificados

Respuesta estática no lineal

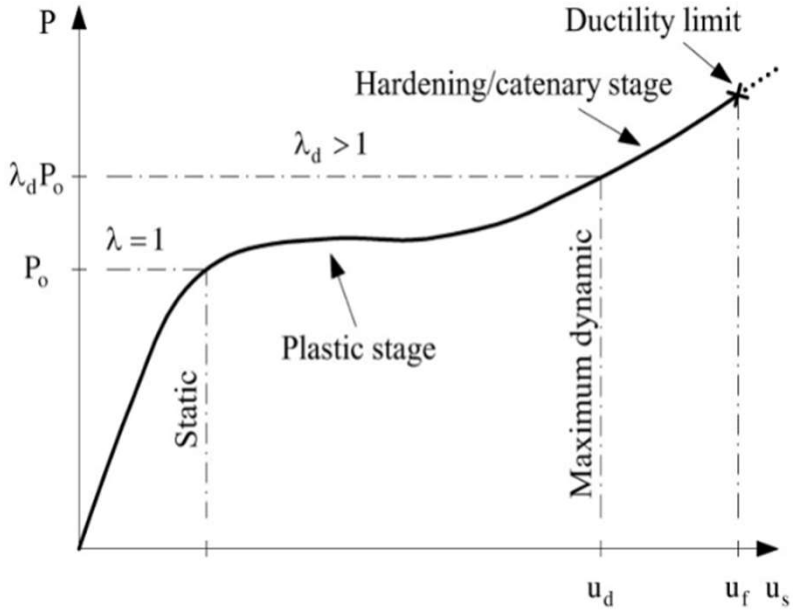
- El efecto de la retirada repentina de un pilar puede considerarse similar a la aplicación repentina de la carga gravitatoria (P_o) para una estructura determinada
- Estimar con precisión la respuesta dinámica máxima a partir de la respuesta estática no lineal bajo la carga gravitatoria amplificada ($\lambda_d P_o$)

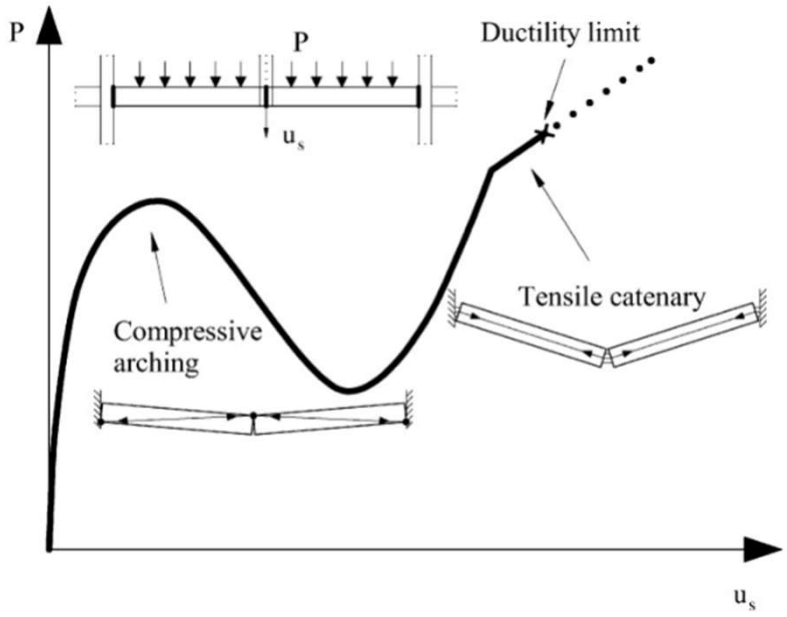


4.4 ALPM- MÉTODOS NUMÉRICOS SIMPLIFICADOS

Respuesta estática no lineal

- Considera: el endurecimiento, la acción de catenaria y las acciones de compresión de efecto arco
- Se pueden utilizar modelos detallados y simplificados acordes con el nivel deseado de idealización estructural

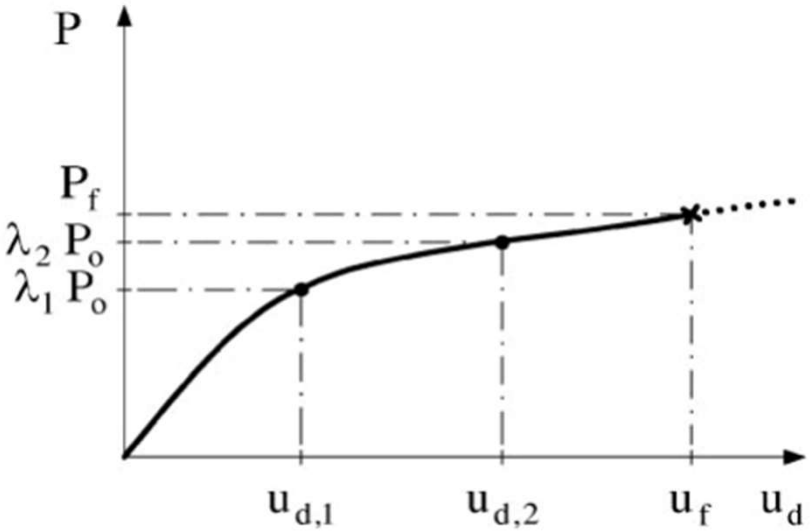




4.4 ALPM- Métodos numéricos simplificados

Evaluación dinámica simplificada

- Debe considerarse la respuesta dinámica máxima de la estructura al evaluar las demandas de ductilidad resultantes
- La respuesta dinámica máxima se determina a través de un método simplificado
- No se necesita ningún análisis dinámico no lineal complejo
- Es más preciso que el método tradicional del factor de amplificación dinámico
- Respuesta "pseudo-estática" dinámica (P,u_d) obtenida a partir de la respuesta estática no lineal (P,u_s)
- Se ofrecen más detalles en las secciones siguientes

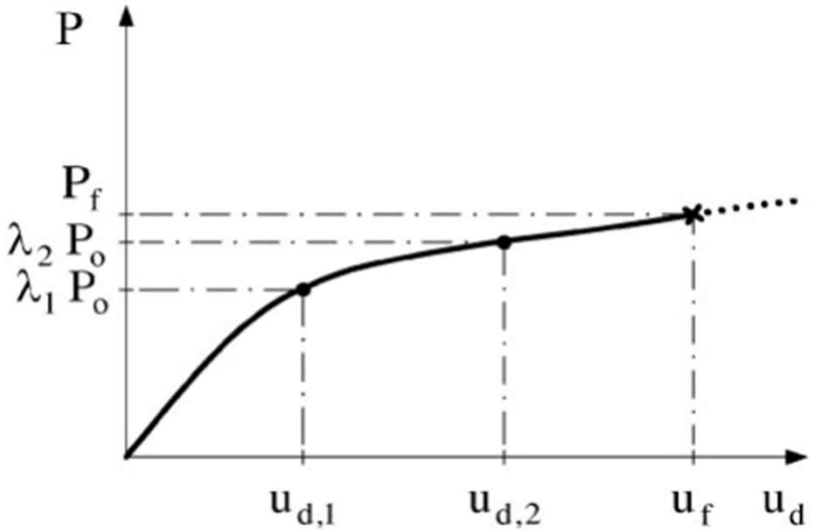


Pseudo-static response

4.4 ALPM- Métodos numéricos simplificados

Evaluación de la ductilidad

- Se compara el desplazamiento dinámico máximo (u_d) obtenido a partir de la respuesta pseudo-estática ($P=P_o$) con el límite de ductilidad (u_f)
- El límite de ductilidad (u_f) es el valor mínimo de (u_d) para el que la demanda de deformación excede la aportación de ductilidad en cualquiera de las uniones
- Las deformaciones experimentadas por las uniones pueden determinarse para los desplazamientos correspondientes al nivel más bajo del subsistema considerado
- Las demandas de ductilidad en los diferentes componentes de la unión pueden obtenerse entonces a partir de las deformaciones totales de la unión y compararse con la aportación de ductilidad de los diferentes componentes



Pseudo-static response

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

4.5 ALPM-Método numérico completo

- Soluciones de cálculo basadas en el uso de programas numéricos avanzados (FEM, AEM, DEM) capaces de gestionar la respuesta del edificio en condiciones de carga accidental
- La eficacia depende en gran medida de la capacidad del proyectista para identificar y modelar los factores clave que afectan a la respuesta estructural
- Debe prestarse especial atención a los fenómenos asociados a grandes desplazamientos, a la disipación de energía (rótulas plásticas y línieas de rotura) y a los fallos asociados a las leyes constitutivas de comportamiento adoptadas para los materiales
- El método FE es el más utilizado habitualmente para el cálculo
- La complejidad de los modelos de FE depende principalmente de la "dimensión" del problema analizado y del nivel de aproximación y refinamiento adoptado

4.5 ALPM-Método numérico completo

En la fase de modelización numérica FE debe prestarse atención a:

- **Modelos de material**
  - Los modelos no lineales para el material son los más adecuados para investigar escenarios de grandes desplazamientos inducidos por colapso progresivo
  - Los modelos más complejos de daño acumulado para los materiales permitirían capturar los colapsos locales, así como el posible desprendimiento de los componentes
  - Dependiendo del problema analizado, debe considerarse la dependencia de la temperatura y la sensibilidad a la velocidad de deformación de los materiales
- **Tipos de elementos finitos (lineales, de superficie, de volumen o elementos especiales como masas, muelles...)**
  - El orden y el tipo de los elementos finitos elegidos están relacionados con el comportamiento estructural, el método de análisis elegido y la ley constitutiva del material
- **Modelos de las uniones**
  - Las uniones pueden modelarse de forma "sofisticada" (es decir, utilizando elementos sólidos o elementos tipo lámina) o mediante una opción simplificada (es decir, utilizando elementos tipo viga, restricciones o muelles)
  - Se pueden adoptar modelos simplificados, como el método de los componentes, con el requisito de que la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación se capturen con precisión

4.5 ALPM-Método numérico completo

Condiciones de contorno

- Deben reflejar de forma realista las condiciones de vinculación realmente existentes, proporcionando un sistema estático cinemáticamente estable
- Deben ser consistentes con los grados de libertad (DOFs) del tipo de elemento finito utilizado

Interacción entre partes

- La interacción entre las diferentes partes o componentes de un modelo suele requerir la definición del contacto entre ellos
- Los programas de FE disponibles en la actualidad permiten al proyectista seleccionar diferentes tipos de modelos de contacto
- Su calibración requiere un conjunto de parámetros que deben ser identificados con precisión
- La incorporación de contactos entre diferentes partes o componentes en el modelo permite una simulación más realista de la respuesta estructural, pero a costa de un mayor tiempo de proyecto y computación

Tipo de análisis

- El análisis lineal es más sencillo y puede realizarse mediante software comercial, pero no puede activar la principal causa de las no linealidades típicas de los escenarios de colapso progresivo
- Debería realizarse un análisis no lineal, que requiere el uso de herramientas avanzadas de cálculo

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

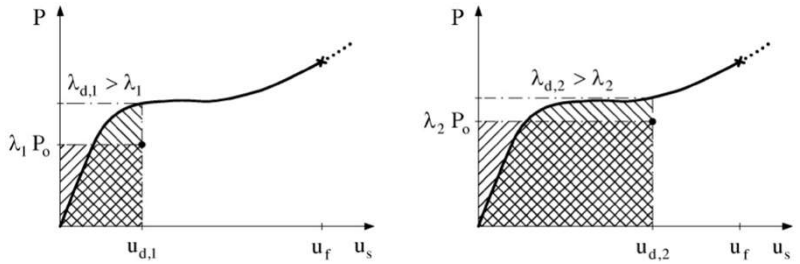
Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática

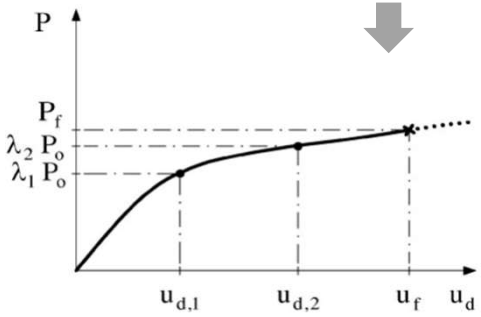
- **La respuesta dinámica máxima puede determinarse a partir de la respuesta estática no lineal, mediante un método simplificado.**
- **Punto de partida: la pérdida repentina de un pilar se asemeja a la aplicación repentina de la carga gravitatoria sobre la DAP.**
  - Después de la pérdida del pilar, la estructura se acelera partiendo del reposo cuando la carga gravitatoria supera la resistencia estructural estática y cuando la diferencia entre el trabajo realizado por la carga y la energía de deformación acumulada se transforma en energía cinética
  - A medida que aumentan las deformaciones, la resistencia estática supera la carga aplicada y la energía de deformación acumulada llega a ser mayor que el trabajo realizado por la carga gravitatoria, lo que consecuentemente conduce a una reducción continua de la energía cinética hasta que la estructura vuelve al reposo, para un desplazamiento dinámico máximo.
  - Considerando que la respuesta está gobernada por un único modo de deformación, la respuesta dinámica máxima se alcanza cuando la energía cinética se reduce de nuevo a cero, o en otras palabras, cuando el trabajo realizado por las cargas gravitatorias llega a ser igual a la energía absorbida por la estructura
  - Esto da lugar al concepto de respuesta pseudo-estática

4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática



(a) Dynamic response ($P = \lambda_1 P_o$) (b) Dynamic response ($P = \lambda_2 P_o$)

- La respuesta «pseudo-estática» puede obtenerse dibujando la carga gravitatoria aplicada (P_n) y el desplazamiento dinámico máximo ($u_{d,n}$) para diferentes niveles de carga (λ_n).



(c) Pseudo-static response

- El desplazamiento dinámico máximo asociado a la aplicación repentina de la carga gravitatoria λP_0 puede determinarse a partir del balance energético entre el trabajo realizado por la carga y la energía interna acumulada.
- Para un único grado de libertad, la equivalencia entre el trabajo externo (W_n) y la energía interna (U_n) puede obtenerse integrando las áreas sombreadas en la figura.

$$W_n = \alpha \lambda_n P_o u_{d,n} \qquad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P \mathrm{d}u_s \qquad W_n = U_n$$

$$P_n = \lambda_n P_o = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P \mathrm{d}u_s$$

Área encerrada por la curva estática no lineal (P, u_s) hasta $u_{d,n}$

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

5. MÉTODO DEL ELEMENTO CLAVE

- Es una estrategia de cálculo alternativa a la ALP
- Se basa en el diseño del Elemento Clave estructural, es decir, el componente estructural (o parte de una estructura) cuyo fallo induciría un colapso desproporcionado
- El diseño de los elementos clave se realiza para un nivel de carga específico
- Los elementos clave, las conexiones y los componentes unidos a él tienen que diseñarse para desarrollar toda su resistencia sin que se produzca ningún fallo
- No se permite capacidad de redistribución
- Esta estrategia de cálculo es a menudo el único método racional a la hora de readaptar edificios existentes

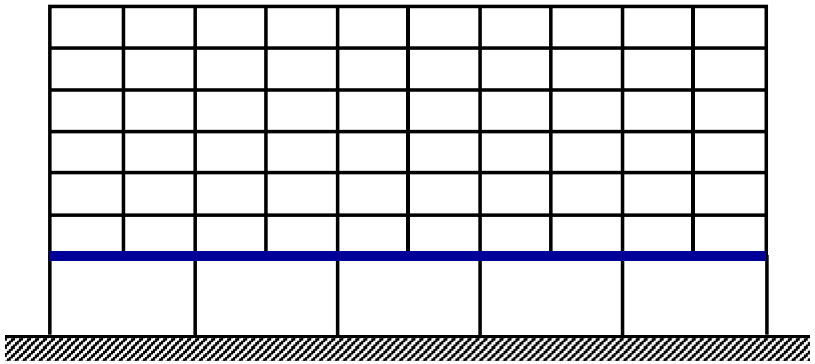
5. MÉTODO DEL ELEMENTO CLAVE

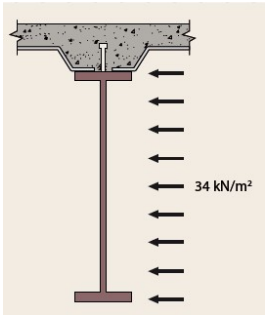
PASOS DE CÁLCULO

- **Identificación de los elementos estructurales clave**
- **Dimensionamiento de los elementos clave para resistir una acción accidental de cálculo específica**
  - Combinación de acciones accidental de EN 1990
  - EN 1991-1-7 recomienda 34 kN/m² aplicada en cualquier dirección
- **La acción accidental se aplica a los elementos clave y a cualquier componente atado a ellos**

EJEMPLO

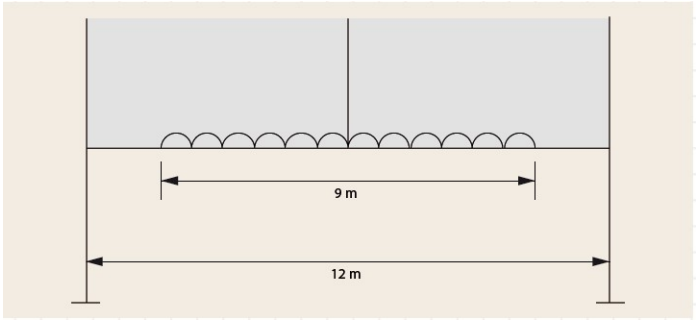
Elemento clave ➡ Viga de transferencia





Dirección horizontal:
- Sobre el lado de la viga de transferencia

Carga accidental (34 kN/m²)



Dirección vertical:
- Hacia abajo en la parte superior del forjado
- Hacia arriba en la parte inferior de la viga y el forjado

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

6. MÉTODO DE SEGMENTACIÓN

- la propagación del fallo puede evitarse/limitarse aislando la parte que falla de una estructura del resto de la misma mediante bordes de segmento/compartimento
- Este método garantizaría que cada parte (compartimento o segmento) pueda colapsar de forma independiente, sin afectar a la seguridad de las demás partes
- Las estrategias de segmentación pueden basarse en bordes de segmento débiles o en bordes de segmento fuertes
- Este método es deseable cuando se supone que el tamaño del daño inicial es de un valor grande
- La segmentación también puede combinarse con métodos ALP, donde éstos pueden ser utilizados en los segmentos individuales

6. MÉTODO DE SEGMENTACIÓN

BORDES DE SEGMENTO DÉBILES

- Este método permitiría que el fallo de un segmento específico tuviera lugar sin la progresión del fallo a otros segmentos adyacentes
- Este método puede lograrse eliminando la continuidad entre segmentos adyacentes o reduciendo la rigidez para acomodar grandes deformaciones y desplazamientos en los bordes del segmento, limitando así la cantidad de fuerza transmitida a la estructura circundante
- En el caso de que las trayectorias de carga alternativas no sean prácticas o sean demasiado costosas, la segmentación mediante la eliminación selectiva de la continuidad sería ventajosa

BORDES DE SEGMENTO FUERTES

- La segmentación basada en bordes de segmento fuertes está planteada para prevenir un colapso incipiente, proporcionando una alta resistencia local que es capaz de acomodar fuerzas relativamente grandes
- De este modo, la segmentación puede ofrecer una trayectoria de carga alternativa, de manera que la resistencia al daño local se alcanza con deformaciones relativamente pequeñas, o puede detener el colapso de parte de la estructura.
- Esta forma de segmentación puede considerarse para estructuras verticales, como en el caso de edificios de varias plantas con celosías de atado transversal y perimetral ubicadas a alturas regulares, donde dichas celosías pueden actuar conjuntamente con el atado vertical para permitir la redistribución de cargas tras el daño local, deteniendo la caída de escombros y añadiendo estabilidad a la estructura circundante

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
7. Conclusiones

ÍNDICE

Esta presentación se organiza en base a los siguientes apartados:

1. Introducción
2. Selección de la estrategia de cálculo
3. Identificación de daños locales
4. Métodos de trayectoria alternativa de carga (ALPM)
   - 4.1 ALPM-General
   - 4.2 ALPM- Métodos prescriptivos
   - 4.3 ALPM-Métodos analíticos
   - 4.4 ALPM-Métodos numéricos simplificados
   - 4.5 ALPM-Método numérico completo
   - 4.6 ALPM-Respuesta dinámica a partir de la respuesta estática
5. Método del elemento clave
6. Método de segmentación
   - 5.1 Bordes de segmento débiles
   - 5.2 Bordes de segmento fuertes
7. Conclusiones

7. CONCLUSIONES

- En esta presentación, se ha expuesto la filosofía del diseño para la robustez en caso de amenazas no identificadas
- Las amenazas no identificadas se refieren a acciones accidentales no consideradas específicamente por las normas o indicadas por el cliente u otras partes interesadas, o a cualquier otra acción resultante de causas no especificables
- Debido a las incertidumbres sobre la naturaleza, la magnitud y el punto de aplicación (región) de una acción accidental no identificada, el desempeño estructural requerido suele ser imposible de estimar
- En la actualidad, las estrategias de diseño que se consideran para lograr un nivel adecuado de robustez estructural buscan principalmente limitar el alcance de un daño localizado, sea cual sea la causa que lo inicie

AMENAZAS NO IDENTIFICADAS

Barcelona 19/05/2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci! Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci! Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Nirvan Makoond

ncmakoon@upv.es

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

Barcelona 19/05/22

EJEMPLOS DE CÁLCULO

Esther Real, Itsaso Arrayago

Universitat Politècnica de Catalunya

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames under exceptional events

(Mitigación del riesgo de colapso progresivo en pórticos de edificios en acero y mixtos ante eventos excepcionales)

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC

1. INTRODUCCIÓN

1. Introducción
2. Estructura de acero en zona no sísmica
3. Estructura mixta en zona no sísmica
4. Estructura de acero en zona sísmica
5. Estructura mixta en zona sísmica

- **Objetivo**: demostrar la aplicabilidad de las recomendaciones propuestas para el cálculo/proyecto de pórticos de edificación de acero y mixtos (hormigón-acero) robustos
- **Las estructuras incluidas en estos ejemplos de cálculo se han diseñado inicialmente para cumplir con los requisitos de Estados Límites Últimos y de Servicio para:**
  - **Situación de proyecto persistente – estructuras no resistentes a sismo**
  - **Situaciones de proyecto persistente y sísmica - estructuras resistentes a sismo** (con requisitos adicionales para el estado de limitación de daño DL)
- **La comprobación de la robustez se realiza principalmente empleando dos métodos:**
  - **Acciones accidentales identificadas**
  - **Acciones accidentales no identificadas**

TIPOS DE ESTRUCTURAS

Referencia	Tipo de estructura
SS/NS	Estructura de acero en zona no sísmica [**S**teel **S**tructure in **N**on-**S**eismic area]
CS/NS*	Estructura mixta en zona no sísmica [**C**omposite **S**tructure in **N**on-**S**eismic area]
SS/S	Estructura de acero en zona sísmica [**S**teel **S**tructure in **S**eismic area]
CS/S	Estructura mixta en zona sísmica [**C**omposite **S**tructure in **S**eismic area]

* La estructura se estudia en dos configuraciones – una con pilares de acero y otra con pilares mixtos. En ambos casos las vigas y las losas se proyectan como mixtas.

- **La comprobación de la robustez requiere una clasificación previa de la estructura en términos de Clase de Consecuencia para acciones accidentales**
- **Todas las estructuras incluidas en estos ejemplos de cálculo se clasifican como Clase de Consecuencia 2b (grupo de mayor riesgo)**

ACCIONES IDENTIFICADAS

Tipos de métodos para acciones identificadas y su aplicación

	Impacto			Explosión externa		Explosión interna		Incendio localizado	Sismo	
Estructura	Método estático equivalente	Método dinámico simplificado	Método dinámico completo	Método equivalente SDOF	Método dinámico completo	Método estático equivalente	Método dinámico (método equivalente de TNT)	Modelos de incendio localizado	Método prescriptivo	Análisis numérico avanzado (multi-peligro)
SS/NS										
CS/NS										
SS/S										
CS/S										

Estrategias recomendadas para la Clase de Consecuencia 2b (requisitos mínimos)

Estrategias adicionales

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Tipos de métodos para acciones no identificadas y su aplicación

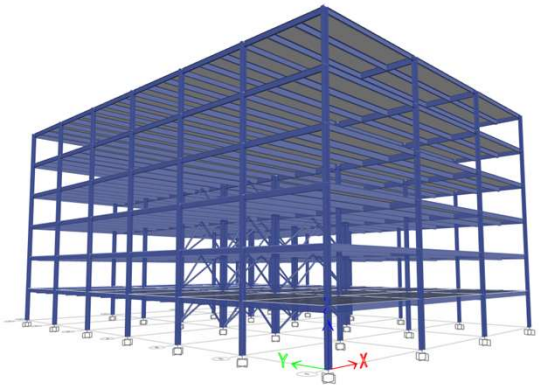
	Métodos de trayectoria alternativa de cargas (Alternative load path method – ALPM)				Elemento clave	Segmentación
Estructura	Método prescriptivo (Método de atado)	Método analítico	Predicción simplificada de la respuesta dinámica	Método numérico completo	Procedimiento normativo	Bordes de segmento débiles/ Bordes de segmento fuertes
SS/NS						
CS/NS						
SS/S						
CS/S						

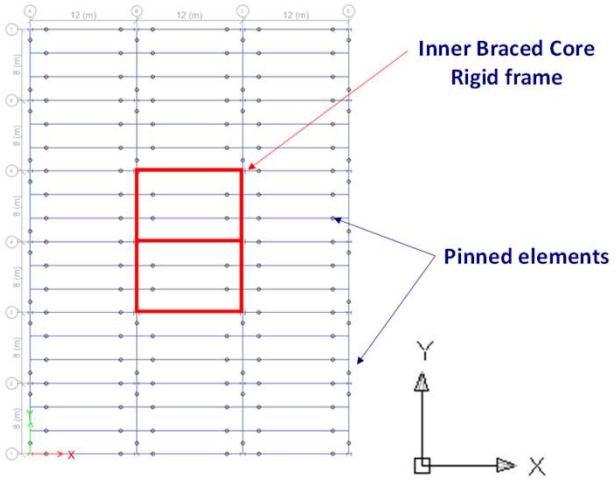
Estrategias recomendadas para la Clase de Consecuencia 2b (requisitos mínimos)

Estrategias adicionales

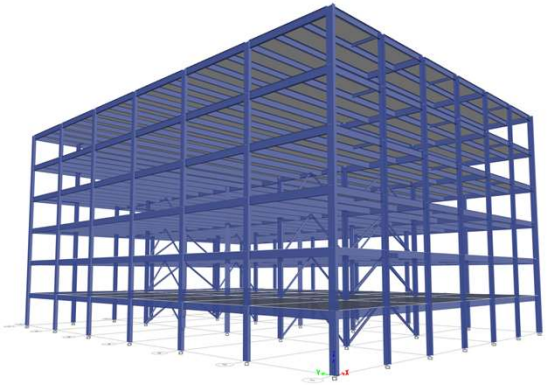
GEOMETRÍA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

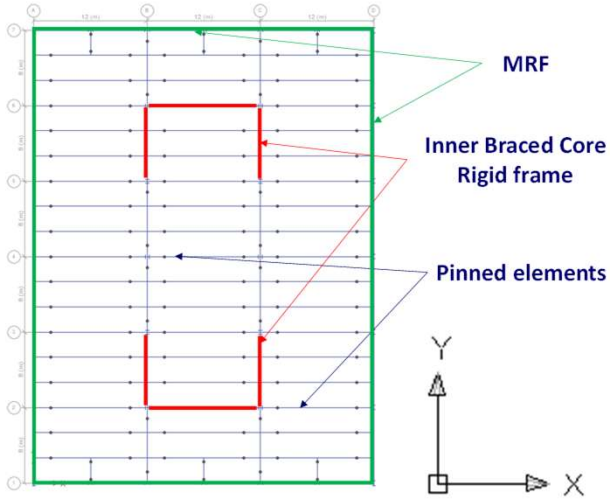
- **Zona no sísmica:**
  - 6 plantas de 4.0 m de altura cada una
  - 6 vanos de 8.0 m en la dirección Y
  - 3 vanos de 12.0 m en la dirección X





- **Zona sísmica:**
  - 6 plantas de 4.0 m de altura cada una
  - 6 vanos de 8.0 m en la dirección Y
  - 3 vanos de 12.0 m en la dirección X – pórticos interiores
  - 6 vanos de 6.0 m en la dirección X – pórticos perimetrales





ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO

Situación de proyecto persistente – para todas las estructuras

Cargas	Tipo de estructura		
	SS/S y CS/S	CS/NS	SS/NS
	Localización		
	Comarca de Timis, RU	Luxemburgo	Aachen, AL
Cargas permanentes	- Forjados: g_k = 5 kN/m² - Fachada (soportada por las vigas perimetrales): g_k= 4 kN/m		
Sobrecargas de uso	- Sobrecarga de uso para edificios de oficinas: q_k = 3 kN/m² - Carga de construcción q_k = 1 kN/ m² (forjados y cubiertas)		
VIENTO			
Velocidad del viento	$v_{b,0}$ = 25 m/s	$v_{b,0}$ = 24 m/s	$v_{b,0}$ = 25 m/s
Presión de viento equival.	q_b = 0.4 kN/m²	q_b = 0.36 kN/m²	q_p = 0.9 kN/m²*
Categoría de terreno	III	III	"Binnenland"*
Carga de nieve	s_k = 1.5 kN/m²	s_k = 0.5 kN/m²	s_k = 0.85 kN/m²**

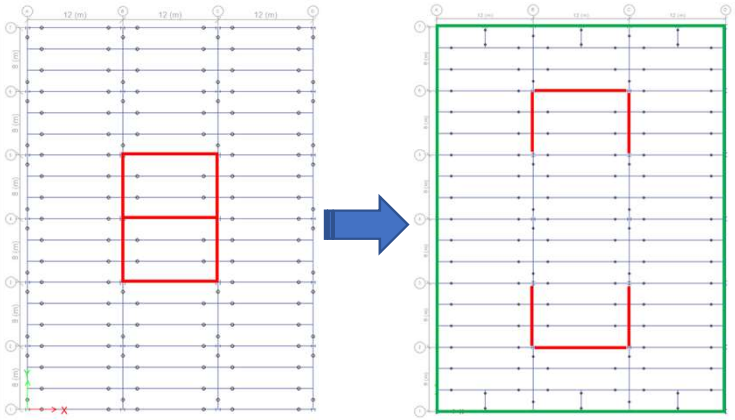
* Presión de viento simplificada de acuerdo con DIN EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3, comúnmente empleado en Alemania. Reemplaza el concepto de categoría de terreno. "Binnenland" puede traducirse como "región de interior" y se emplea para diferenciarla de las regiones isleñas o costeñas.

** Zona de nieve 2 de acuerdo con DIN EN 1991-1-3/NA.

ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO

- **SITUACIÓN DE PROYECTO SÍSMICA – PARA ESTRUCTURAS SS/S Y CS/S (EUROCÓDIGO 8)**
  - Espectro de respuesta elástico: Tipo 1
  - Tipo de terreno: B
  - Aceleración de cálculo, a_g =0,25 g
  - Factor de comportamiento q = 4.8 (pórtico dual CBF+MRF)

- **MEDIDAS ADICIONALES CONSIDERADAS PARA LAS ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMO:**
  - Los vanos arriostrados se disponen en el exterior (ver figuras)
  - Se añaden MRFs en todo el perímetro (ver figuras)
  - Un pórtico dual de acero resistente a sismo requiere una contribución mínima de los MRFs del 25% de la capacidad total. Esta condición lleva a:
    - incrementar las secciones transversales de las vigas y pilares de los MRFs para cumplir la condición de pórtico dual,
    - introducir pilares intermedios en los lados cortos (X) del perímetro. Los vanos quedan inalterados en el interior.



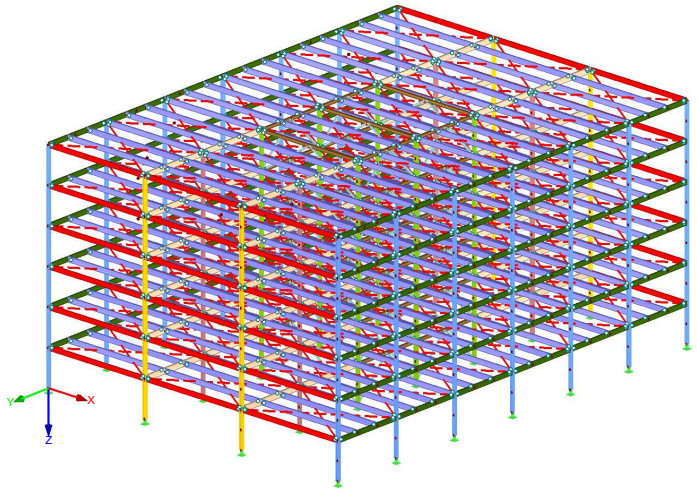
1. Introducción
2. Estructura de acero en zona no sísmica
3. Estructura mixta en zona no sísmica
4. Estructura de acero en zona sísmica
5. Estructura mixta en zona sísmica

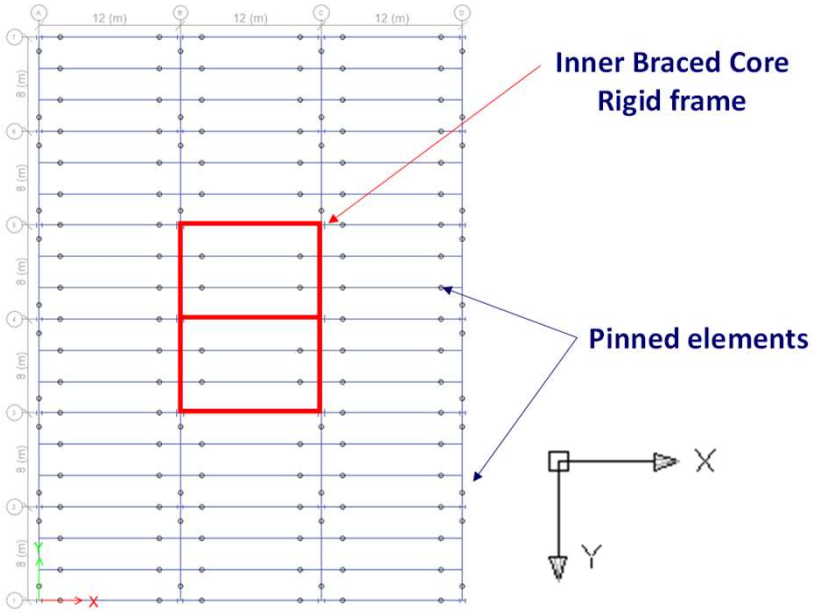
2. ESTRUCTURA DE ACERO EN ZONA NO SÍSMICA

- **Acciones identificadas**
  - **Acción sísmica**
    - Método prescriptivo
- **Acciones no identificadas**
  - **Método prescriptivo (Método de atado)**
  - **Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)**
    - Método analítico
    - Método numérico completo
  - **Segmentación**

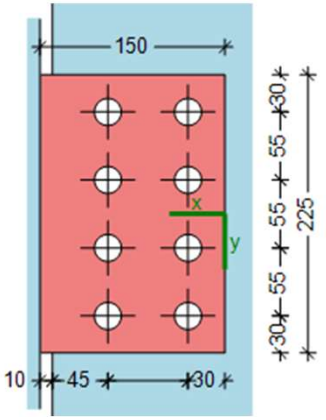
SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

Elemento	Sección transversal	Grado acero	ID	Factor de utilización ULS	Flecha SLS (combinación poco probable)
Pilares – fachadas Y	HEB 340	S355	1	0.95	-
Pilares – fachadas X	HEB 360	S355	2	0.98	-
Pilares interiores	HEM 300	S355	3	0.95	-
Vigas – fachadas X	IPE500	S355	A	0.52	43.8 mm
Vigas – fachadas Y	IPE500	S355	A	0.77	29.8 mm
Vigas interiores X	IPE550	S355	B	0.61	45.9 mm
Vigas interiores Y	IPE600	S355	C	0.89	29.1 mm
Vigas del núcleo interior	HEA300	S355	D	0.90	6.5 mm
Arriostr. núcleo interior	CHS 219.1x6.3	S355	-	0.90	-

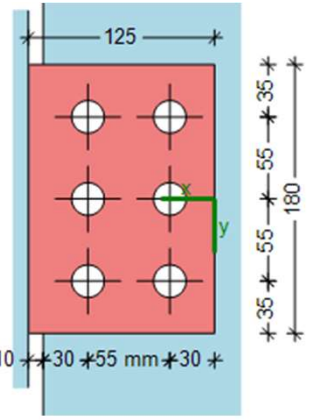




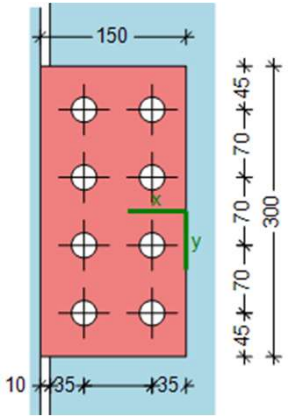
CONEXIONES



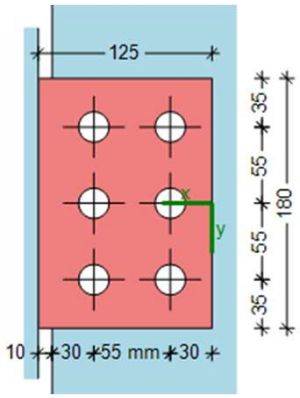
A-1w



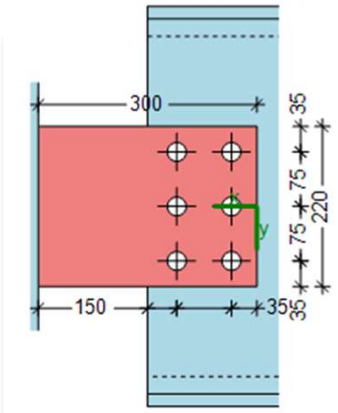
A1s, A2, B1, B3



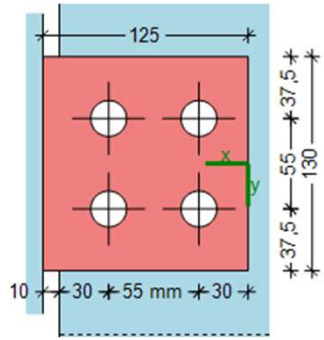
C-2w, C-3w



B-A, B-C

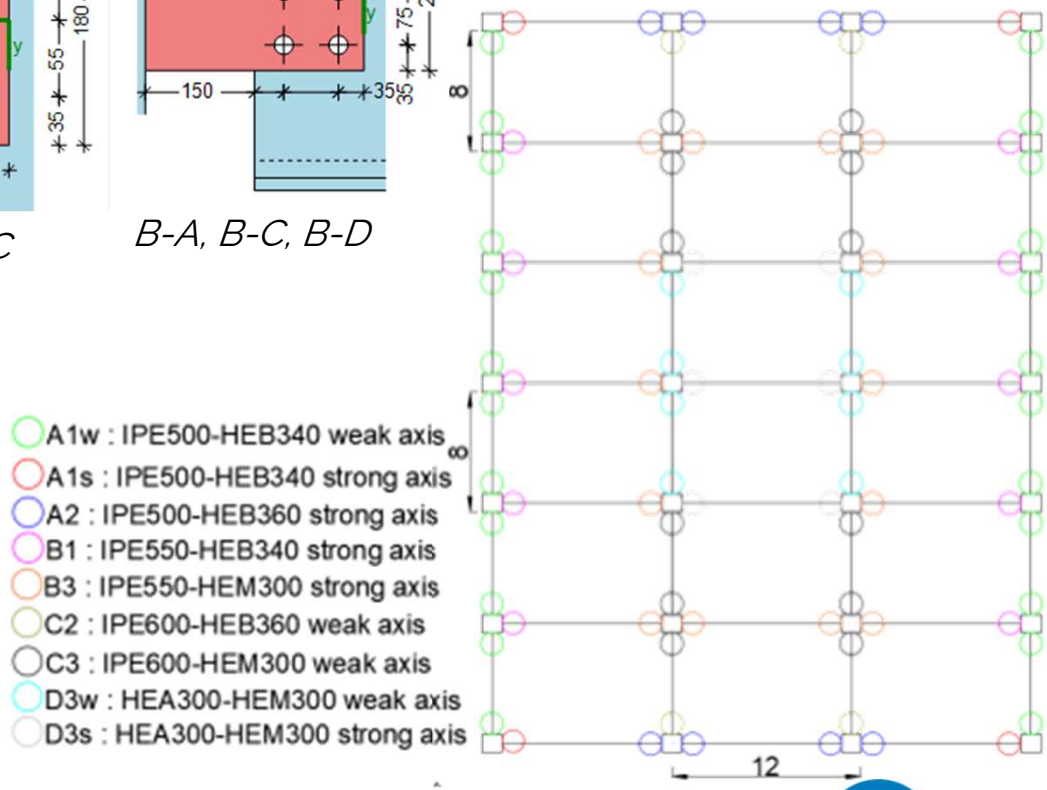


B-A, B-C, B-D



D-3s, D-3w

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Carga ULS (kN)	Resistencia (kN)	Modo de fallo	UF
A1s / A2	130	196	Aplastam. de chapa	0.66
A1w	240	255	Aplastam. de chapa	0.94
B1 / B3	180	196	Aplastam. de chapa	0.92
C2w / C3w	430	443	Aplastam. de chapa	0.97
D3s	60	102	Aplastam. alma viga	0.59
D3w	90	102	Aplastam. alma viga	0.88
BA / BC	180	196	Aplastam. de chapa	0.92
BD	180	185	Aplastam. de chapa	0.97



ACCIONES IDENTIFICADAS

Acción sísmica

Método prescriptivo

- La estructura considerada en este ejemplo se ha diseñado para las condiciones de ULS/SLS (situación de proyecto persistente). No se ha llevado a cabo ninguna verificación relativa a la acción sísmica. Por lo tanto, la acción sísmica se considera como un evento excepcional.
- En la práctica, cuando la acción sísmica es menos crítica que el cálculo frente a viento, pueden seguirse unas recomendaciones sencillas. Esto se hace generalmente para edificios de poca altura para optimizar costes.

RECOMENDACIONES

- Configuración del edificio:
  - ✓ Ratios altura-base bajas
  - ✓ Altura entre plantas uniforme
  - ✓ Plantas simétricas
  - ✓ Secciones y elevaciones uniformes
  - ✓ Resistencia torsional máxima
  - ✓ Vanos cortos y redundancia
  - ✓ Trayectorias de carga directas
  - ✓ Cálculo de los elementos secundarios/no estructurales para evitar escombros
- Efectos torsionales (disposiciones simétricas, regularidad en planta y altura)
- Control de la vibración (aisladores de base, amortiguadores – pasivos, activos o semiactivos)
- Resistencia y rigidez
- Ductilidad
  - ✓ Clase de sección (p.e., las secciones HEA300 de las vigas (clase 3) deberían sustituirse por HEB300 (clase 1))
  - ✓ Tipología de unión (pueden sustituirse las uniones articuladas por uniones dúctiles semirrígidas, permitiendo la formación de rótulas y la disipación de parte de la energía sísmica)

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método prescriptivo

Este ejemplo muestra la aplicación del método de atado para vigas y sus conexiones (atado horizontal).

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - No se considera ninguna acción accidental específica

Las cargas de atado se determinan de acuerdo con EN 1991-1-7

$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL$	*or*	$75\ kN, whichever\ is\ greater$
$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL$	*or*	$75\ kN, whichever\ is\ greater$

- **CARGAS DE ATADO HORIZONTAL**

External tie		Internal tie	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m2	g_k	5 kN/m2
q_k	3 kN/m2	q_k	3 kN/m2
g_k facade	4 kN/m		
g_k facade equ.	0,5 kN/m2		
T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN

- **CARGAS DE ATADO VERTICAL**

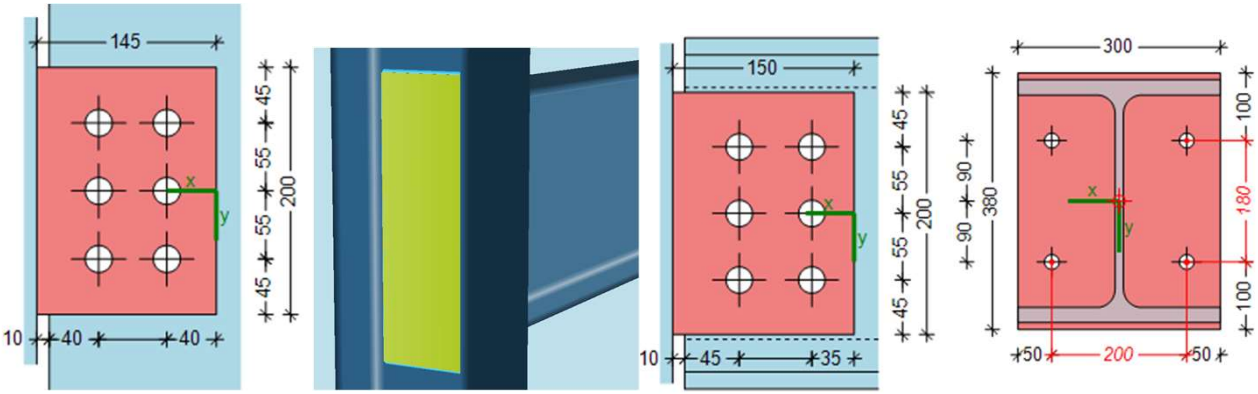
External tie (HEB360)		Internal tie (HEM300)	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m2	g_k	5 kN/m2
q_k	3 kN/m2	q_k	3 kN/m2
g_{IPE600}	1,22 kN/m	g_{IPE600}	1,22 kN/m
g_{IPE500}	0,907 kN/m	g_{IPE550}	1,06 kN/m
g_{IPE550}	1,06 kN/m	g_{HEM300}	2,38 kN/m
g_{HEB360}	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
g_k facade	4 kN/m		
T_e	400,5 kN	T_i	694,2 kN

VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS para las cargas horizontales de atado de acuerdo con el método prescriptivo según EN 1993-1-1 ➔ comprobación de todos los elementos **OK**

VERIFICACIÓN DE LAS UNIONES PARA LAS CARGAS DE ATADO

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Cargas de atado (kN)	Modo de fallo	UF
A1s / A2	268.8	Aplastam. de chapa	0.63
A1w	268.8	Ala del pilar a flexión	0.73
B1 / B3	499.2	Aplastam. de chapa	1.16
C2w	499.2	Ala del pilar a flexión	1.15
C3w	499.2	Aplastam. de chapa	0.67
D3s/D3w	499.2	Aplastam. alma viga	2.02
D3w	90	Aplastam. alma viga	0.88
1-1 / 2-2	400.5	Placa frontal a flexión	0.88
3-3	694.2	Placa frontal a flexión	1.31

CONEXIONES REDISEÑADAS



B1/B3 *C2* *D3s/D3w* *3-3*

VERIFICACIÓN DE LAS UNIONES REDISEÑADAS

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Cargas de atado (kN)	Modo de fallo	UF
B1 / B3	499.2	Chapa a tracción (sección neta)	0.93
C2w	499.2	Ala del pilar a flexión	0.88
D3s/D3w	499.2	Alma viga a tracción (secc. neta)	1.03
3-3	694.2	Placa frontal a flexión	0.83

La comprobación de las uniones D3s/D3w excede el límite en un 3%

↓

Se acepta este pequeño excedente

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

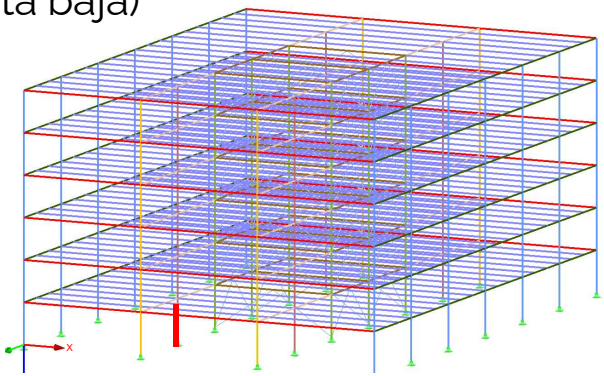
Método analítico

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a amenazas no identificadas utilizando el método analítico del ALPM.

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

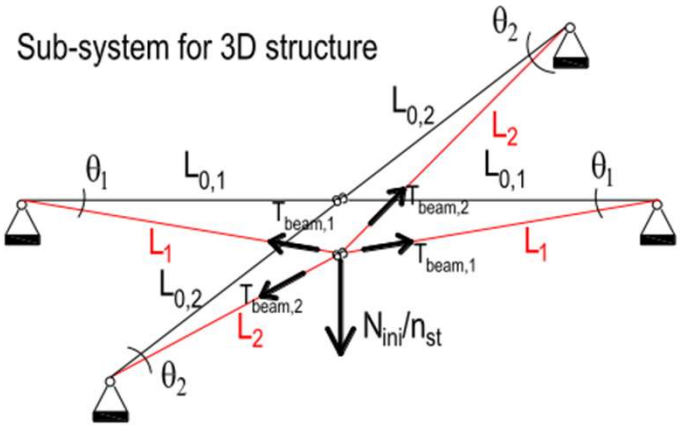
$$DL + 0.5 \times LL$$

- **ESCENARIO CONSIDERADO:** supresión de un pilar en la posición B2 (planta baja)
- **ELEMENTOS ESTUDIADOS**
  - Viga B1/B3 – IPE550
  - Viga C2w/C3w – IPE600
- **HIPÓTESIS PARA LAS UNIONES**
  - Solución 1: uniones simples
  - Solución 2: uniones de resistencia parcial



Solución 1 – Cargas de atado para uniones simples

El método consiste en resolver un sistema de cuatro ecuaciones



	3D Structures with simple joints
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2.T_{beam,1}.\sin\theta_1 + 2.T_{beam,2}.\sin\theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1-\cos\theta_1}{\cos\theta_1}.E.A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1-\cos\theta_2}{\cos\theta_2}.E.A_2$
Eq. 4	$L_{0,1}.\tan\theta_1 = L_{0,2}.\tan\theta_2$

viga,1 - IPE550

viga,2 - IPE600

N_{ini} se obtiene del análisis estructural considerando la combinación de acciones accidental.

N_{ini}	n_{st}	E	A_1	$L_{0,1}$	A_2	$L_{0,2}$
4078.51 kN	6	210000 MPa	134 cm^2	12 m	156 cm^2	8 m

$$17\,866.67\tan(x)\left(1-\cos\left(\tan^{-1}(0.67\tan(x))\right)\right)+31\,200\tan(x)\,(1-\cos(x))-3.24=0$$

Solución

θ_1	θ_2	$T_{viga,1}$ - IPE550	$T_{viga,2}$ - IPE600
0.03659 rad	0.05485 rad	**1884 kN**	**4934 kN**

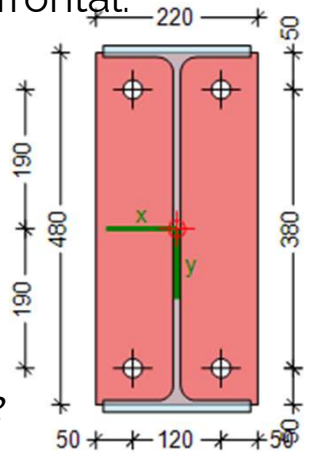
Solución 1 – Cargas de atado para uniones simples

COMENTARIOS

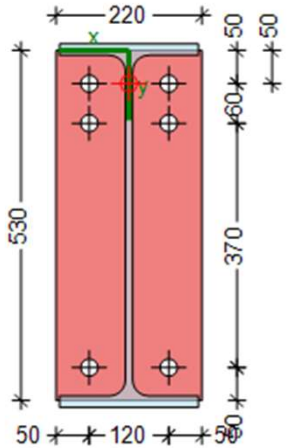
- Comparados con el método numérico (siguiente ejemplo), los resultados obtenidos son aproximadamente un 8% más altos (1741 kN para IPE550 y 4565 kN para IPE600). No obstante, el método analítico sobrestima las cargas de tracción, por lo que el orden de magnitud de los valores aquí obtenidos es coherente y valida las cargas de tracción obtenidas numéricamente.
- Los resultados indican que es necesario un rediseño de la estructura por robustez, pues las uniones no son capaces de resistir cargas de tal magnitud (ver mét. de atado)

Solución 2 – Mét. alternativo para uniones de resistencia parcial

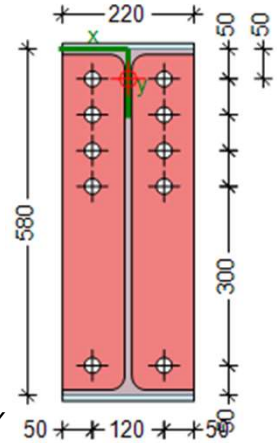
Las uniones de resistencia parcial pueden ser una buena alternativa a las uniones articuladas para incrementar la robustez de la estructura. Se sustituyen las uniones entre las vigas principales y los pilares por uniones con placa frontal.



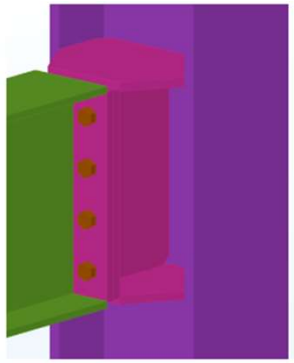
A1/A2



B1/B3



C2w/C3w



Parte soldada en las uniones con placa frontal en el eje débil

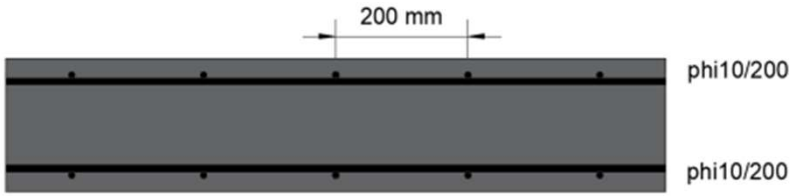
El método analítico simplificado con uniones de resistencia parcial tiene en cuenta los siguientes efectos

- Contribución del mecanismo plástico de las vigas
- Contribución de la losa
- Contribución del efecto de arco

Si la suma de las contribuciones anteriores no es suficiente, se desarrollan deformaciones mayores y se activan efectos de membrana en las vigas de manera similar a lo que ocurre en el ejemplo de las uniones simples. Puesto que esto requiere una mayor capacidad de rotación de las uniones, la comprobación de la robustez que se presenta aquí se lleva a cabo optimizando las tres contribuciones antes mencionadas para que no se desarrollen los efectos de membrana.

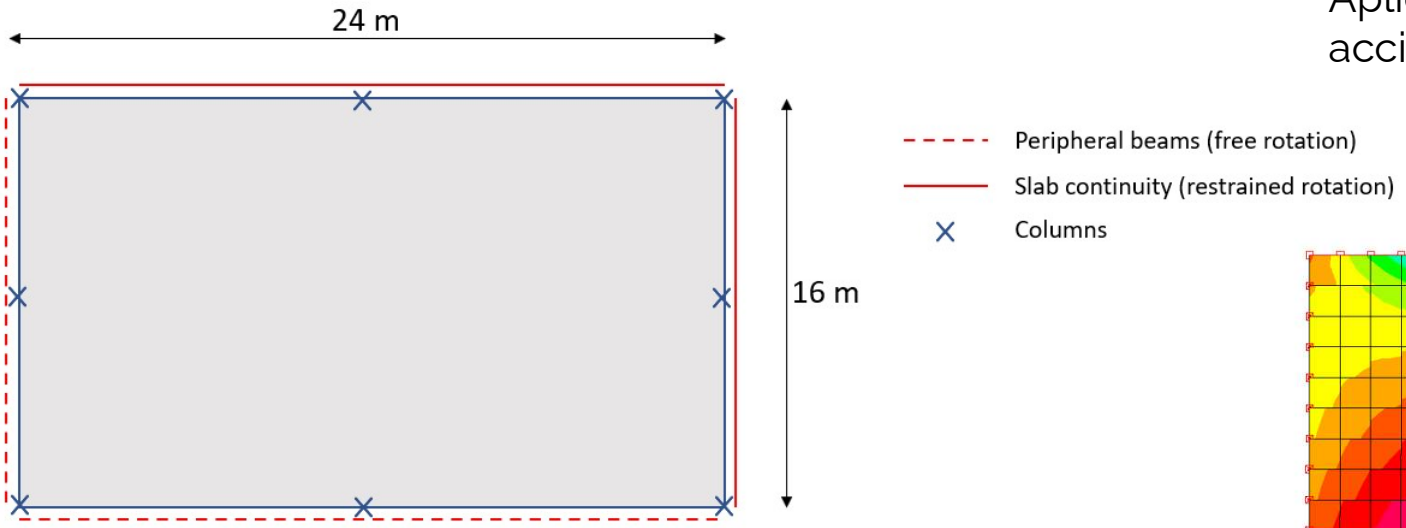
CONTRIBUCIÓN DE LA LOSA

Clase	t	c	Acero	A_{sx} (superior e inferior)	A_{sy} (superior e inferior)	M_{Rd} (flexion posit./negat.)	Modo de fallo
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3.93 cm^2/m	3.93 cm^2/m	26.9 kNm	Plastificación de la armadura



La losa se ha diseñado para cumplir con los requisitos de ULS/SLS. El refuerzo de acero viene determinado por la cuantía mínima constructiva de acuerdo con el Cap. 9 de EN 1992-1.

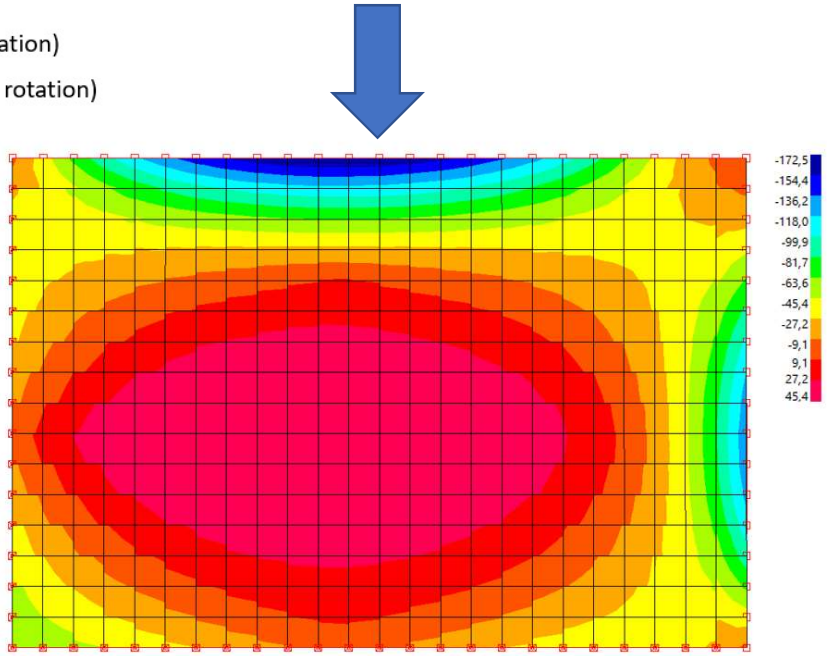
CONTRIBUCIÓN DE LA LOSA



Sistema estático de la losa de hormigón tras la pérdida del pilar

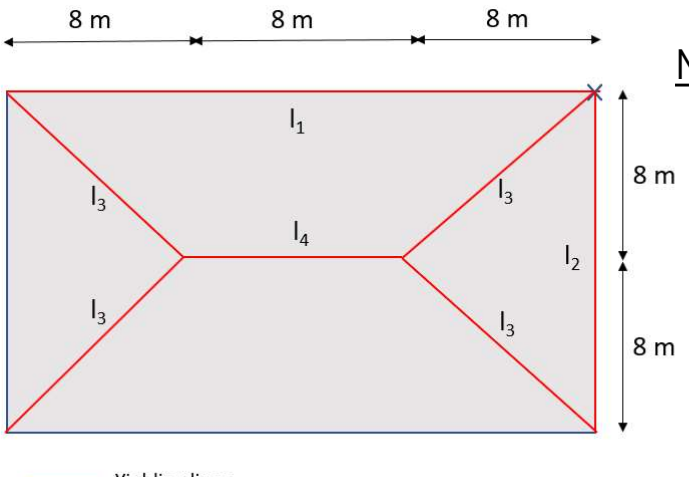
La contribución de la losa de hormigón se considera a través de la carga vertical concentrada P_{losa} (aplicada en el punto en el que se ha perdido el pilar) necesaria para que se desarrolle un mecanismo plástico.

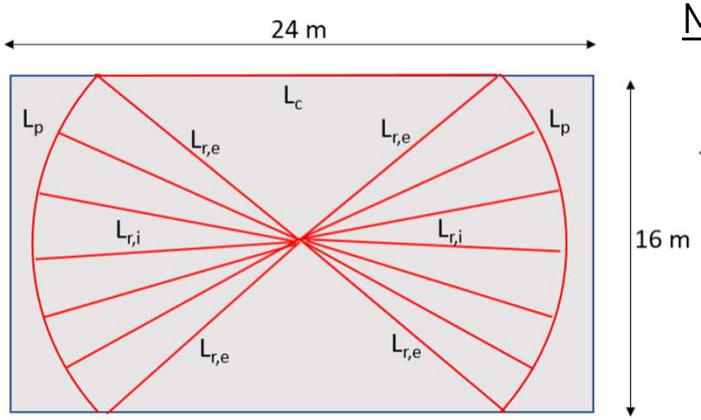
Aplicando la combinación de acciones accidental (1 x G + 0.5 x Q) con 6.5 kN/m^2



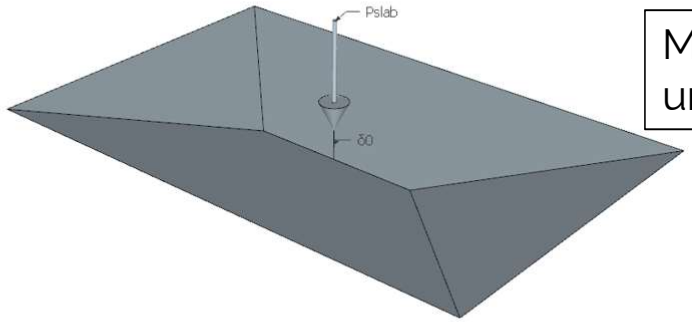
Momentos flectores en la losa de hormigón tras la pérdida del pilar (M_{Ed} = -172.5 kNm)

CONTRIBUCIÓN DE LA LOSA (2)

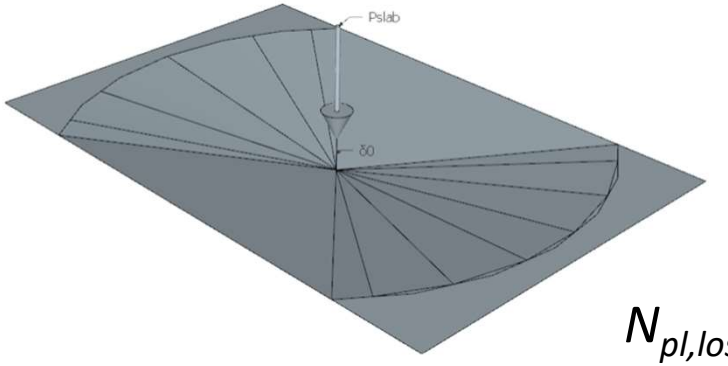




Mecanismo plástico de patrón no circular



Mecanismo plástico de patrón circular



Principio trabajos virtuales

Mecanismo plástico para una carga de **313.6 kN**

Mecanismo plástico para una carga de **330.4 kN**

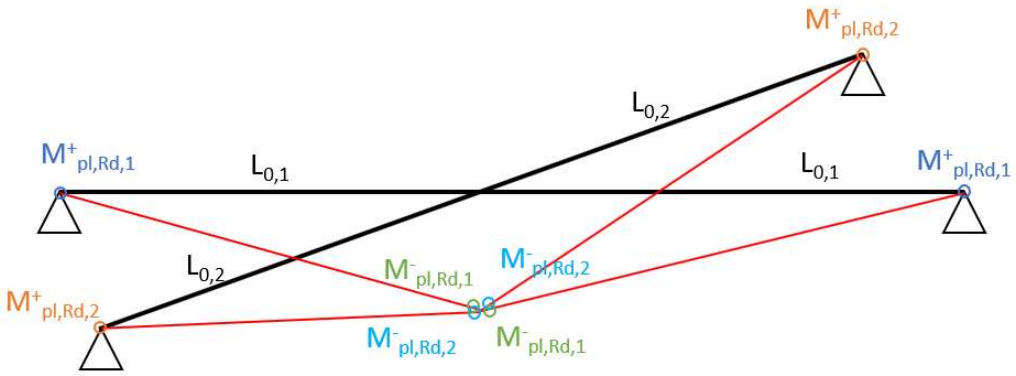
$N_{pl,losa} = min(313.6\ kN; 330.4\ kN)$

$= \mathbf{313.6\ kN}$

CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO PLÁSTICO DE LA VIGA

Uniones de resistencia parcial ➔ pueden calcularse las fuerzas verticales asociadas al desarrollo de mecanismos plásticos en las vigas por la formación de rótulas plásticas en las uniones en ambas direcciones.

$$N_{pl} = \frac{2.M^{-}_{pl,Rd,1} + 2.M^{+}_{pl,Rd,1}}{L_{0,1}} + \frac{2.M^{-}_{pl,Rd,2} + 2.M^{+}_{pl,Rd,2}}{L_{0,2}}$$



Resistencia a flexión de las uniones

Unión B1/B3		Unión C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^{+}$ (flex. posit.)	$M_{pl,Rd,1}^{-}$ (flex. negat.)	$M_{pl,Rd,2}^{+}$ (flex. posit.)	$M_{pl,Rd,2}^{-}$ (flex. negat.)
306.1 kNm	224.7 kNm	416.6 kNm	305.6 kNm

➔ $N_{pl} = 269$ kN

CONTRIBUCIÓN DEL EFECTO DE ARCO

- N_{arco} es la carga concentrada vertical necesaria para resistir el efecto de arco.
- El efecto de arco se activa si el modo de fallo del sistema no es el de un componente a compresión (i.e., una unión o una viga). Bajo dichas condiciones, puede movilizarse el efecto de arco dentro de las vigas de la parte directamente afectada en cuanto se forme el mecanismo plástico.

Unión	Tipo de flexión	Modo de fallo
B1/B3	positiva (+)	Alma del pilar a compresión
B1/B3	negativa (-)	Alma del pilar a compresión
C2/C3	positiva (+)	Alma del pilar a compresión
C2/C3	negativa (-)	Alma del pilar a compresión

- Como todas las uniones presentan fallos por compresión, no puede activarse ningún efecto de arco y ***N_{arco} = 0 kN***
- La contribución de la losa, el mecanismo de viga y el efecto de arco pueden sumarse puesto que su activación requiere una capacidad de deformación limitada y ocurre tan pronto como se forme el mecanismo plástico.

LA RESISTENCIA TOTAL ES, POR TANTO:

$$N = N_{losa} + N_{pl} + N_{arco} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6\ kN$$

VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

$$N = N_{losa} + N_{pl} + N_{arco} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6\ kN < 694.2\ kN\ (Fuerza\ en\ el\ pilar\ eliminado)$$

➔ se desarrollarán desplazamientos importantes en la zona directamente afectada, con la aparición de fuerzas de membrana $N_{membrana}$ en las vigas. Estas fuerzas no pueden sumarse a las contribuciones de la losa y del efecto de arco, puesto que éstos desaparecen al alcanzarse grandes deformaciones.

- La contribución $N_{membrana}$ requiere capacidades de deformación importantes en las uniones de resistencia parcial.
- El modo de fallo de las uniones en este ejemplo es el fallo del alma del pilar a compresión por flexión (no dúctil) ➔ es necesario rediseñar estas uniones.

REDISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON UNIONES DE RESISTENCIA PARCIAL

En el marco de este ejemplo, se ha mantenido la estructura de acero (dimensionamiento a partir de los esfuerzos internos considerando uniones simples). Modelizar uniones semirrígidas como articulaciones es un método válido y conservador si cuentan con la suficiente ductilidad y capacidad de rotación.

Existen diferentes maneras de alcanzar los requisitos de robustez, tales como:

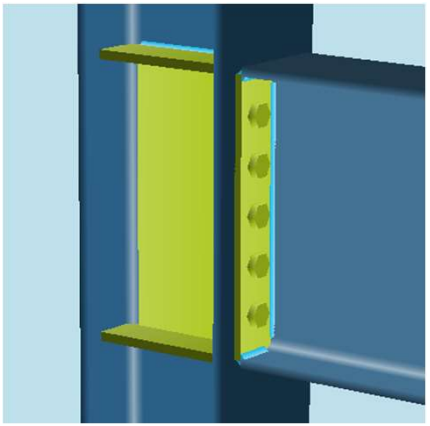
- Modificar el diseño de la losa para aumentar la contribución del mecanismo de losa;
- Reforzar las uniones en una o dos direcciones para aumentar la contribución del mecanismo de viga;
- Reforzar los componentes a compresión para activar el efecto de arco.

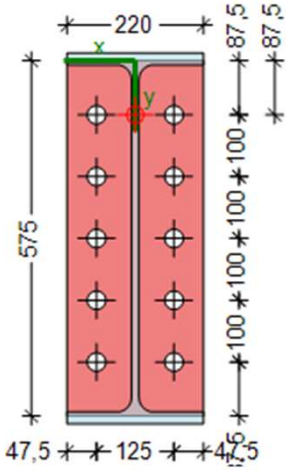
REDISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON UNIONES DE RESISTENCIA PARCIAL (2)

CAMBIOS EN LAS UNIONES C2/C3 Y B1/B3

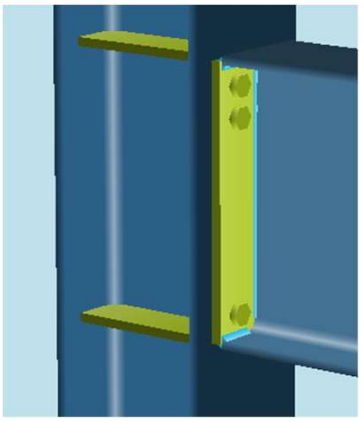
- Rigidizadores en los pilares (mismo espesor que el de las alas de las vigas);
- Rigidizadores en el alma (sólo para C2/C3);
- Adaptación del patrón de tornillos;
- Modificación de la soldadura de las alas de 6 a 7 mm;
- Tornillos M27 en lugar de M24 (sólo para C2/C3).

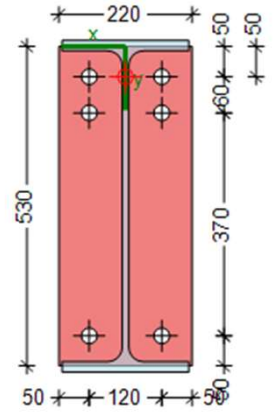
Estos cambios permiten aumentar la resistencia a flexión de la unión y por tanto la del mecanismo de viga.





Uniones C2/C3





Uniones B1/B3

REDISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON UNIONES DE RESISTENCIA PARCIAL (3)

CONTRIBUCIÓN DE LA LOSA

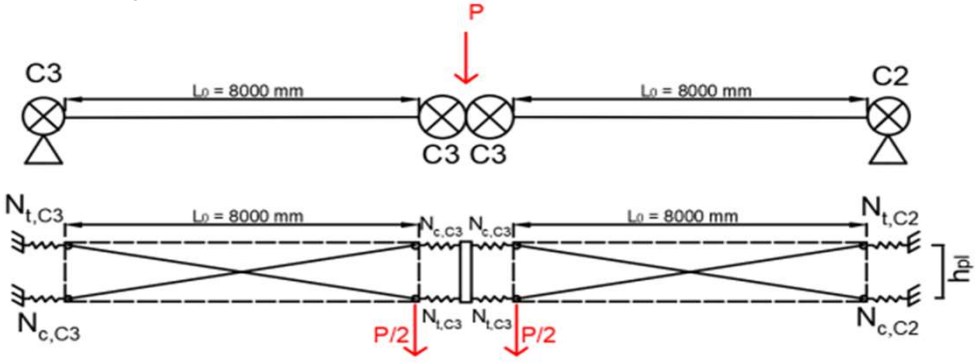
- Puesto que no se han realizado cambios en la losa, la contribución de este componente es la misma (N_{losa} = 313.6 kN)

CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO DE VIGA

- N_{pl} es ahora igual a 334.7 kN

CONTRIBUCIÓN DEL EFECTO DE ARCO

- Sólo se tiene en cuenta el efecto de arco proveniente del pórtico corto (IPE600 con uniones C2/C3)



Unión B1/B3		Unión C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^{+}$ (posit.)	$M_{pl,Rd,1}^{-}$ (negat.)	$M_{pl,Rd,2}^{+}$ (posit.)	$M_{pl,Rd,2}^{-}$ (negat.)
368.9 kNm	285.4 kNm	451.3 kNm	451.3 kNm
CWS	CWS	EPB	EPB

Desplazamiento vertical de la viga	Δ_{viga}	36.9 mm
Desplazamiento vertical debido a la rotación de las uniones	$\Delta_{uniones}$	63.3 mm
Desplazamiento vertical total debido al mecanismo de viga	Δ_{pl}	1369.4 mm
Suma de las cargas de tracción en la unión al formarse el mec.	F_t	1369.4 kN
Rigidez eficaz a compresión de la unión	$k_{eff,c}$	9.461 kN/mm
Acortamiento elástico a compresión de la unión	$\delta_{c,el}$	0.689 mm
Longitud de la biela del arco al formarse el mec. plástico	L_D	8017.0 mm
Resistencia a compresión de la unión	F_c	1783 kN
Acortamiento plástico a compresión de la unión al fallar	$\delta_{c,pl}$	0.897 mm
Inclinación de la biela del arco al fallar	θ	0.062 rad
Resistencia a pandeo de la biela del arco (mét. conservador)	$N_{b,Rd}$	231.7 kN

$$N_{arco} = 51.0\ kN$$

Sumando las tres contribuciones, **la resistencia total** es ahora:

$$N = N_{losa} + N_{pl} + N_{arco} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3\ kN$$

CONCLUSIONES

- La nueva resistencia es mayor que el esfuerzo axil vertical de 694.2 kN, por lo que la estructura rediseñada puede considerarse como robusta.

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método numérico completo

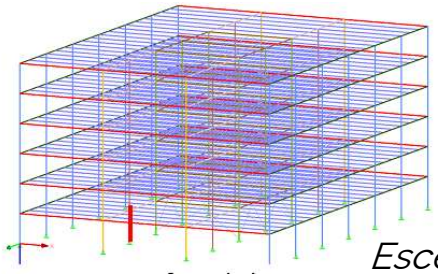
Este ejemplo ilustra el cálculo frente a amenazas no identificadas utilizando el método ALPM a través de un método numérico completo.

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

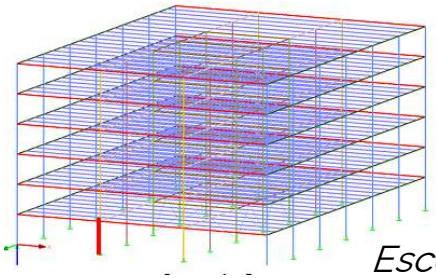
$$DL + 0.5 \times LL$$

- **ESCENARIOS CONSIDERADOS**
  - Escenario 1: pérdida de un pilar interior en la planta 0;
  - Escenario 2: pérdida de un pilar de fachada en la planta 0;
  - Escenario 3: pérdida de un pilar interior por encima del empalme

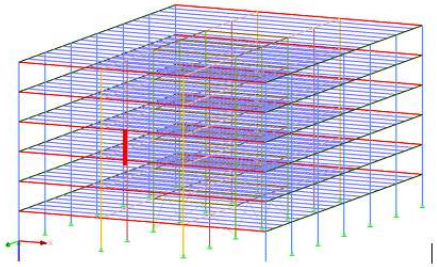
Este ejemplo ilustra tres escenarios de pérdida de pilar. No obstante, en la práctica podría ser necesario considerar escenarios de pérdida de pilar adicionales. Por lo tanto, queda en manos del proyectista definir qué escenarios podrían ser posibles y cuáles de ellos son los más relevantes para la comprobación de la robustez de la estructura.



Escenario 1



Escenario 2

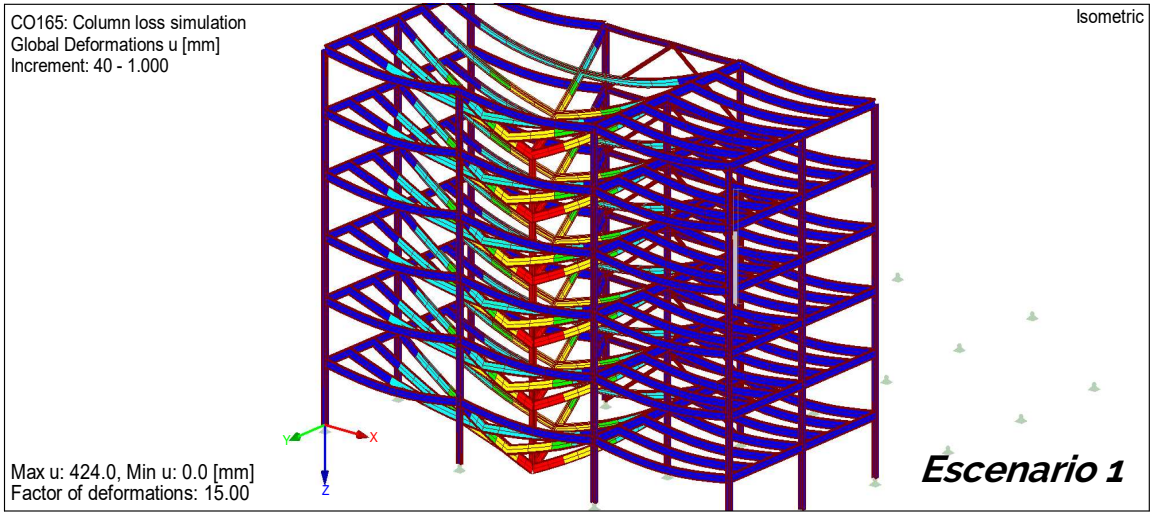


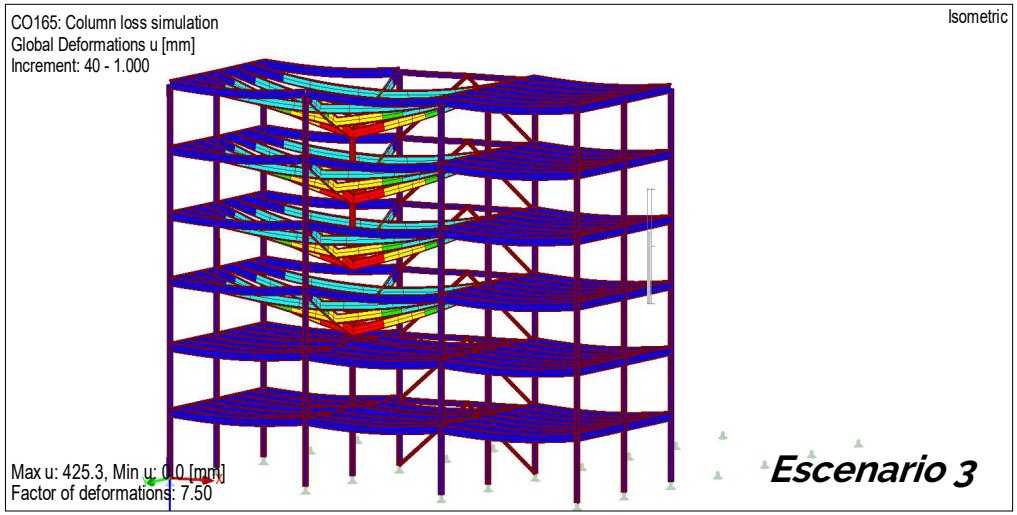
Escenario 3

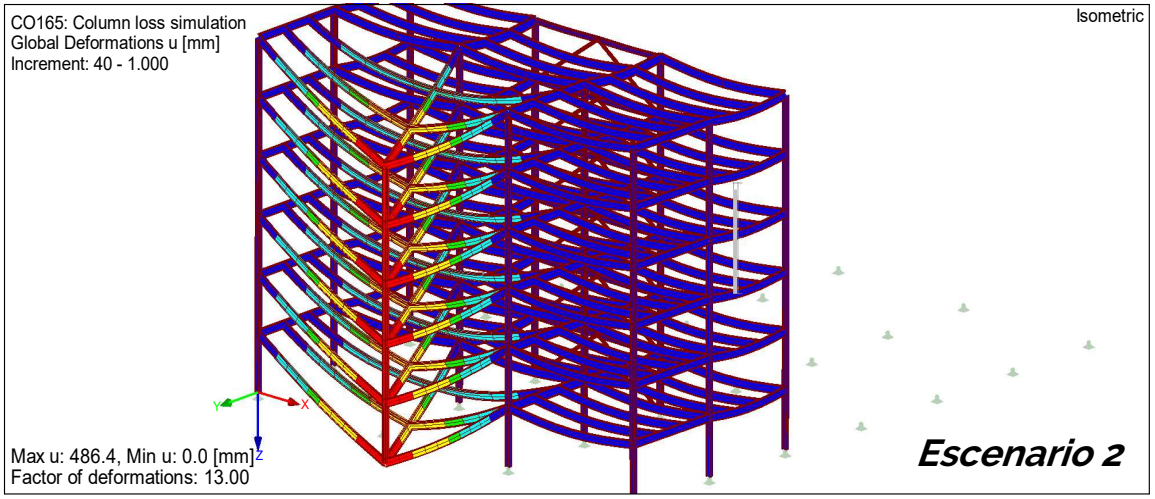
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- El método numérico completo se lleva a cabo utilizando el modelo de elementos finitos desarrollado para el análisis de ULS/SLS de la estructura. El objetivo es eliminar un pilar y dejar que se desarrollen los efectos de membrana en un primer paso, y después verificar si los elementos y las uniones pueden soportar los esfuerzos de tracción que aparecen.
- Metodología e hipótesis:
  - El análisis por FE se lleva a cabo utilizando el algoritmo de Newton-Raphson, permitiendo la integración de grandes deformaciones;
  - Se evita el pandeo lateral de las vigas (las cuales se encuentran arriostradas en la realidad por los diafragmas) incrementando ficticiamente la inercia torsional de los elementos de las vigas.
- Modelización del escenario de pérdida de pilar:
  - 1er paso – Se analiza la estructura sin la pérdida del pilar bajo la combinación de acciones accidental➔ se obtiene el esfuerzo de compresión real en el pilar a eliminar;
  - 2º paso – Se aplica esta carga en el nodo superior del pilar que se va a eliminar y se elimina dicho pilar, de manera que la carga sustituya al pilar;
  - 3er paso – Se aplica una carga de la misma magnitud pero de sentido opuesto en el mismo nodo de manera gradual. Se utilizan pasos de carga de 0.025 para asegurar la convergencia. Al final del análisis, el sistema estático corresponde al de la pérdida total del pilar.

RESULTADOS







Escenario	Elemento	Unión	Carga de atado (kN)	Momento (kNm)
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

ESCENARIO 1: VERIFICACIONES

- Los esfuerzos de compresión en los pilares adyacentes aumentan por la falta del pilar. Estos esfuerzos son inferiores a la resistencia de cálculo a compresión para ULS ➔ no se requiere rediseñar los pilares.
- Los elementos IPE550 se diseñaron para cumplir los requisitos de SLS (limitación de la flecha). En este caso, la resistencia de estos elementos es suficiente para el escenario de pérdida de pilar.
- Los elementos IPE600 no son suficientes para los esfuerzos de tracción obtenidos (superan la resistencia en un 15%).

Elemento	Sección	Carga de atado/compr. (kN)	Momento (kNm)	UF
Pilares fachada Y	HEB 340	-2910	0	0.66
Pilares fachada X	HEB 360	-3763	0	0.72
Pilares interiores	HEM 300	-4887	0	0.60
Vigas interiores en X	IPE550	1736	274	0.58
Vigas interiores en Y	IPE600	4562	536	1.15

ESCENARIO 2: VERIFICACIONES

- La resistencia de todos los elementos es suficiente.
- Las uniones A1s/A2s no cumplen ➔ **rediseño**

Elemento	Sección	Carga de atado/ compr. (kN)	Momento (kNm)	UF
Pilares fachada Y	HEB 340	-2473	15	0.58
Pilares fachada X	HEB 360	-3521	14	0.77
Pilares interiores	HEM 300	-5383	3	0.69
Vigas interiores en X	IPE500	1615	195	0.59

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Carga de atado (kN)	Modo de fallo de la conexión	UF
A1s / A2s	1620	Aplastamiento de la chapa	3.71

ESCENARIO 3: VERIFICACIONES

- No aparecen cargas de atado en los elementos verticales, sino esfuerzos de tracción en los elementos de atado horizontales. Los esfuerzos de tracción son del mismo orden de magnitud que los del escenario 1 ➔ no es necesario seguir estudiando el escenario 3.

REDISEÑO DE LA ESTRUCTURA

VERIFICACIONES DEL ESCENARIO 1

- Debido al cambio de sección de IPE600 a IPE750x137, se modifica la distribución de esfuerzos internos.

Elemento	Sección	Carga de atado/ compr. (kN)	Momento (kNm)	UF
Pilares fachada Y	HEB 340	-2862	0	0.66
Pilares fachada X	HEB 360	-3827	0	0.82
Pilares interiores	HEM 300	-4941	0	0.61
Vigas interiores en X	IPE550	1658	276	0.56
Vigas interiores en Y	IPE750x137	4850	565	1.03

El factor de utilización para los perfiles IPE750x137 se excede en un 3%. Este exceso puede considerarse aceptable.

VERIFICACIONES DE LAS UNIONES

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Carga de atado (kN)	Modo de fallo	UF
B1 / B3	1662	Aplastam. de la chapa	3.80
C2w	4852	Alma del pilar a flexión	11.20
C3w	4852	Chapa a tracción (secc. neta)	6.17

Unión B1/B3 rediseñada ➔ 2 tornillos más, M27 en lugar de M24, chapa adicional soldada al alma de la viga, modificar geometría y espesor (25 mm) de la chapa, así como una soldadura mayor (15 mm) por ductilidad.

Posición s = eje fuerte w = eje débil	Carga de atado (kN)	Modo de fallo	UF
B1 / B3	1662	Tornillos a cortante	1.00
C2w / C3w	4852	No factible	

Para las uniones C2w y C3w, no se puede hallar ningún diseño razonable ➔ se reemplazan las uniones articuladas por uniones semirrígidas (resistencia parcial).

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Segmentación

Bordes de segmento débiles / Bordes de segmento fuertes

COMENTARIOS

- Este método puede utilizarse tanto solo como en combinación con otras medidas (p. e., refuerzo local) o métodos (p.e., ALPM). Cuando los resultados del ALPM indican la necesidad de rediseño, puede utilizarse el método de segmentación como una solución alternativa para limitar la extensión del daño.

- En el caso del edifico de baja altura considerado aquí, puede escogerse una estrategia del borde de segmento débil. Tal y como se podrá observar de los resultados de los métodos analíticos y numéricos, las uniones articuladas con chapa diseñadas para ULS no son capaces de soportar las elevadas cargas de tracción derivadas de los efectos de membrana al considerar el escenario de pérdida de pilar.

- Estas uniones actúan como "fusibles" en el caso de pérdida de pilar, y el colapso se limita al área directamente afectada por la pérdida de pilar (limitación horizontal del daño). Si la respuesta de las uniones es dúctil, se desarrollarán grandes deformaciones antes del colapso, previniendo una rotura frágil repentina.

1. Introducción
2. Estructura de acero en zona no sísmica
3. Estructura mixta en zona no sísmica
4. Estructura de acero en zona sísmica
5. Estructura mixta en zona sísmica

3. ESTRUCTURA MIXTA EN ZONA NO SÍSMICA

Acciones identificadas

Impacto
- Método estático equivalente

Explosión externa
- Método equivalente de un grado de libertad (SDOF)

Incendio localizado
- Modelos de incendio localizado

Acciones no identificadas

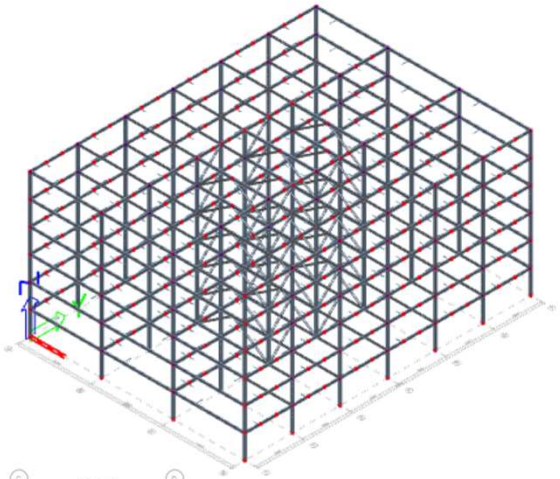
Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)
- Método prescriptivo (Método de atado)
- Método numérico completo

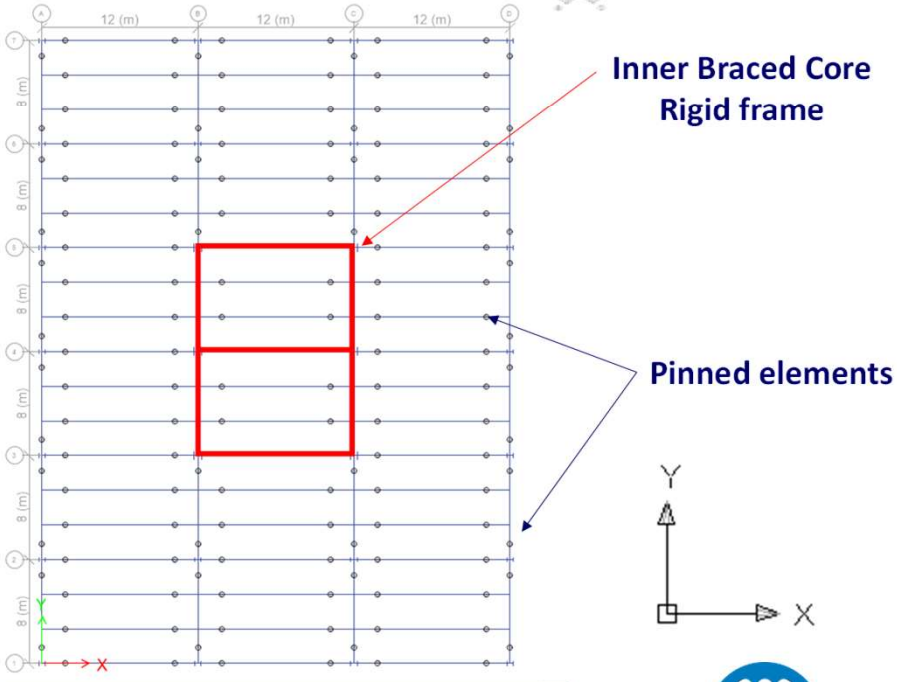
Elemento clave

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

Elemento	Tipo	Sección	UF		Comprobación crítica (ULS/SLS)
			ULS	SLS	
Vigas	Vigas perimetrales	IPE 450	0.93	0.80	- Etapa final - Aplastam. ala hormigón
					- Etapa final - Flecha
	Vigas interiores	IPE 500	0.96	0.86	- Etapa final - Flexión
					- Etapa final - Flecha
		IPE 360	0.95	0.98	- Etapa final - Flexión
					- Etapa final - Flecha
Pilares*	Pilares perimetrales	HD 360x162	0.61	-	- Etapa final - Flexión y axil de compresión
	Pilares interiores	HD 400x216	0.78	-	- Etapa final - Flexión y axil de compresión
Sistema arriostram.	Secciones huecas circulares	CHS219.1x5.0	0.71	-	- Etapa final - Flexión y axil de compresión

* También se consideran pilares mixtos con propiedades equivalentes (ver siguiente diapositiva).





CONEXIONES

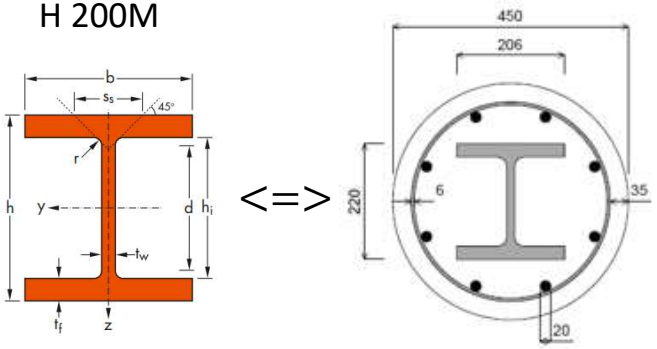
Posición	Tipo conexión	Resistencia cortante (kN)	Resistencia flexión (kNm)	Modo de fallo	UF
Perímetro	Placa frontal	289.38	-	Resist. cortante grupo de tornillos	0.73
	Chapa	297.96	-	Resist. cortante grupo de tornillos	0.71
Interior	Placa frontal	289.38	-	Resist. cortante grupo de tornillos	0.64
	Chapa	265.89	-	Aplast. chapa en alma viga de soporte	0.70

Se disponen “pernos Nelson d=19mm, h=100 mm" en una sola fila y armadura longitudinal y transversal de ϕ12//100 en la losa.

PILARES MIXTOS CON PROPIEDADES EQUIVALENTES

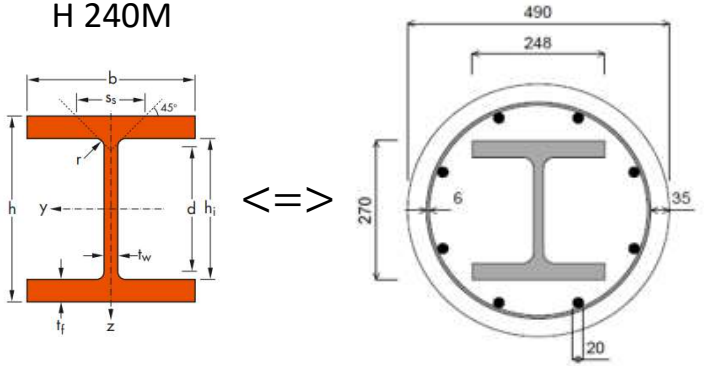
Pilares perimetrales

H 200M



Pilares interiores

H 240M



ACCIONES IDENTIFICADAS

Impacto

Método estático equivalente

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a impacto debido a la colisión de un vehículo utilizando el método estático equivalente.

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Impacto A_{Ed}
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

- **ESCENARIOS DE IMPACTO**
  - Incluyen los pilares perimetrales junto a los carriles de circulación;
  - En este ejemplo se encuentran expuestas tanto la fachada larga (junto al carril de tráfico vertical) como la corta (junto al carril de tráfico horizontal).

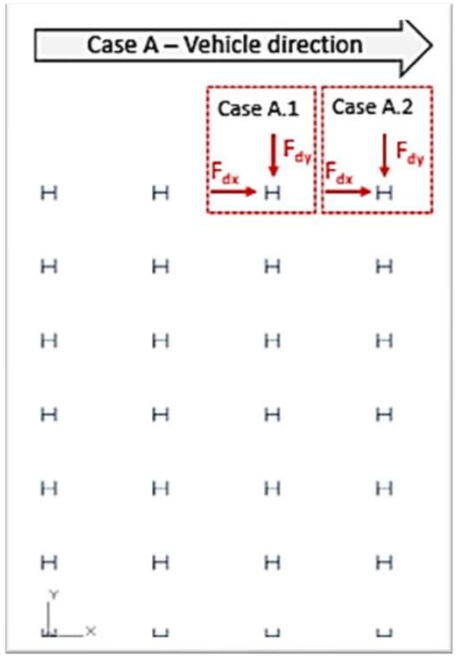
LAS FUERZAS DE IMPACTO

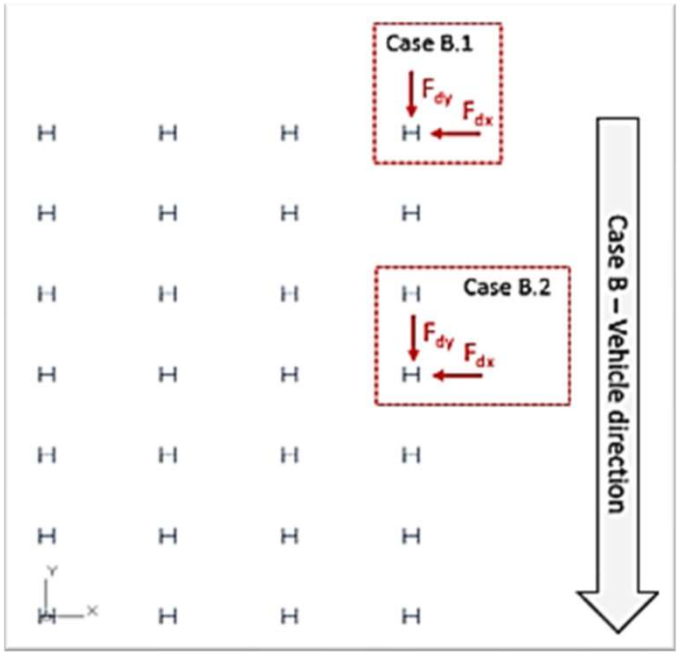
- Se calculan empleando los parámetros de la Tabla 4.1 de EN 1991-1-7 (2006), considerando el caso de: *Autovías y vías nacionales principales.*

HIPÓTESIS DE IMPACTO

- Pilares expuestos: planta baja (A.1/A.2/ B.1/B.2);
- Altura del punto de impacto: 1.5 m;
- Fuerzas de impacto :

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	750	375
A.2	750	375
B.1	375	750
B.2	375	750





ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se lleva a cabo un **análisis lineal elástico** del modelo completo tridimensional utilizando el software SCIA®. Las secciones de los elementos son aquellas resultantes del diseño inicial.
- El cálculo de los pilares mixtos se lleva a cabo mediante el software A3C®.

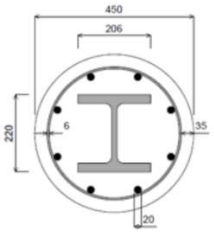
RESULTADOS

Resultados análisis lineal elástico para impacto sobre pilares de acero

Caso	Sección	Carga		Soporte inferior	UF (-)	
		F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355	S460
A.1	HD 360x162	750	375	Empotrado	1.30	0.91
				Articulado	1.50	1.05
A.2	HD 360x162	750	375	Empotrado	1.08	0.78
				Articulado	1.23	0.92
B.1	HD 360x162	375	750	Empotrado	1.29	0.98
				Articulado	1.54	1.17
B.2	HD 360x162	375	750	Empotrado	1.45	1.10
				Articulado	1.72	1.30

Resultados análisis lineal elástico para impacto sobre pilares mixtos

Caso	Carga		Soportes inferior y superior	UF (-)
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355
A.1	750	375	Articulados	2.63
A.2	750	375	Articulados	2.04
B.1	375	750	Articulados	2.25
B.2	375	750	Articulados	2.34



PILARES DE ACERO

- Los resultados para los pilares en acero S355 muestran que el límite elástico se supera tanto para los casos articulados como para los empotrados, con UFs de hasta 1.72.
- Para el grado de acero S460 se observa una mejora considerable en términos de factores de utilización.

PILARES MIXTOS HORMIGÓN-ACERO

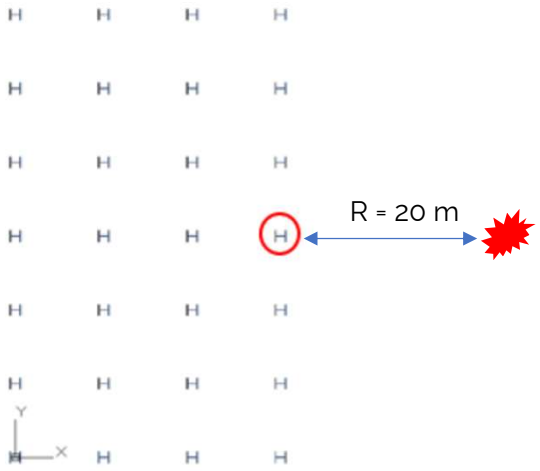
- Los UFs son sustancialmente más altos ← prediseño de las secciones y sus condiciones de apoyo. Empleando un método estático para el análisis frente a impacto, el perfil de acero absorbe entre 65% y 70% → mayores UFs.

- Para mitigar el impacto, puede prevenirse o eliminarse el peligro utilizando las siguientes medidas:
  - Incrementar el grado de acero en pilares / aumentar el tamaño de los perfiles;
  - Orientar los pilares para obtener la máxima resistencia frente a impacto / proyectar conexiones inferiores empotradas;
  - Emplear métodos de análisis más avanzados para evaluar la capacidad de manera más precisa.

ACCIONES IDENTIFICADAS

Explosión externa

Método equivalente de un grado de libertad



- **ACCIÓN ACCIDENTAL**
  - Explosión A_{Ed}.
- **DEFINICIÓN DEL ESCENARIO DE EXPLOSIÓN**
  - El pilar alcanzado por la explosión es un pilar perimetral situado en la planta baja, en la zona central de la fachada larga.
  - Distancia de alcance R = **20 m**
  - Carga explosiva W = **100 kg de TNT**
- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
  - Se realiza un análisis lineal elástico utilizando el método equivalente de un grado de libertad

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (1)

- La distancia escalada y el ángulo incidente se calculan en base a:
  - Masa de la carga;
  - Distancia de alcance;
  - Punto de detonación (desde la superficie del suelo).

- Masa equivalente de TNT de la carga explosiva → $W = 100\ kg$

- Distancia de alcance → $R = 20\ m$

- Altura de la explosión → $H_c = 1\ m$

- Distancia escalada → $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$

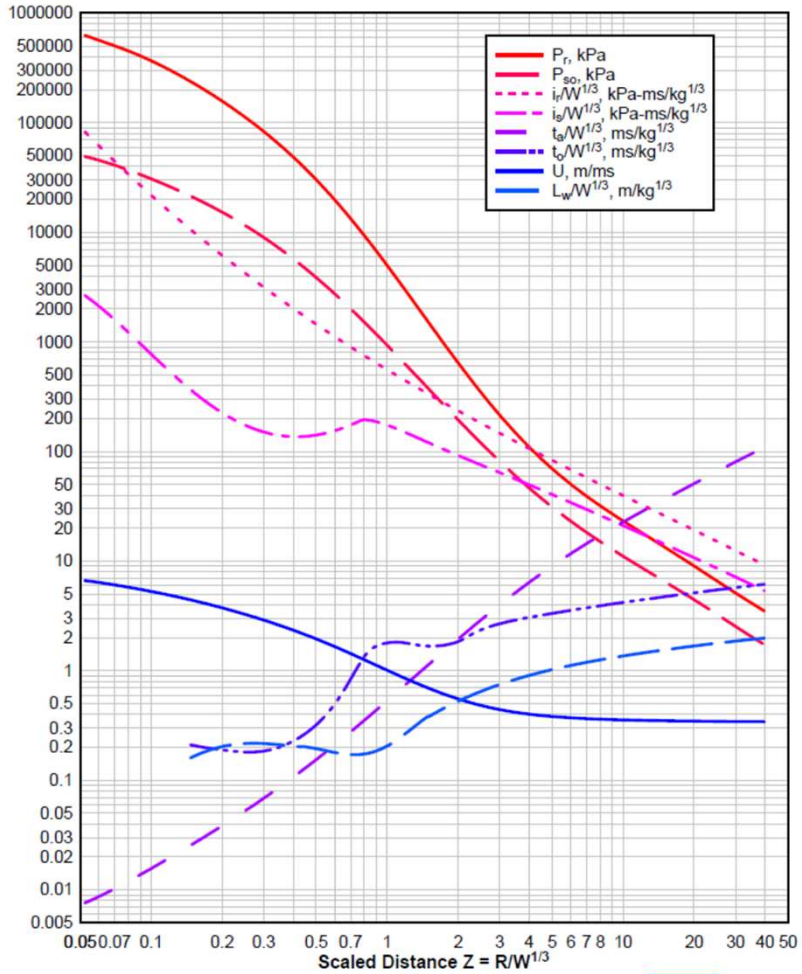
- Distancia desde el origen de la explosión → $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025\ m$

- Ángulo incidente → $\alpha_i = tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^o$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (2)

Después, se determinan los parámetros de la carga explosiva utilizado el diagrama para ráfagas de aire libre:

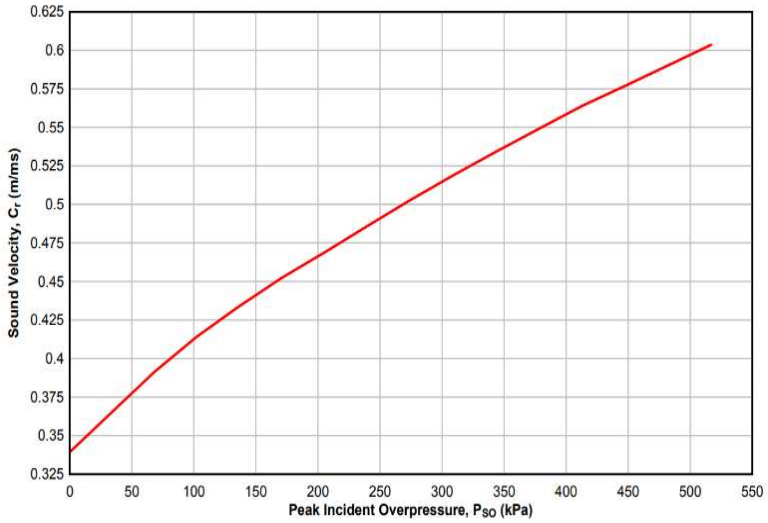
- Presión incidente → $P_{so} = 56.44\ kPa$
- Impulso incidente → $I_s = 313.71\ kPa.ms$
- Presión reflejada → $P_r = 137.37\ kPa$
- Impulso reflejado → $I_r = 688.09\ kPa.ms$
- Tiempo de llegada → $t_a = 30.29\ ms.W^{\frac{1}{3}} = 140.59\ ms$
- Duración real de la fase positiva → $t_0 = 16.49\ ms$
- Longitud de onda de la explosión → $L_w = 0.4\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$
- Velocidad del frente de choque → $U = 413.93\ \frac{m}{s}$



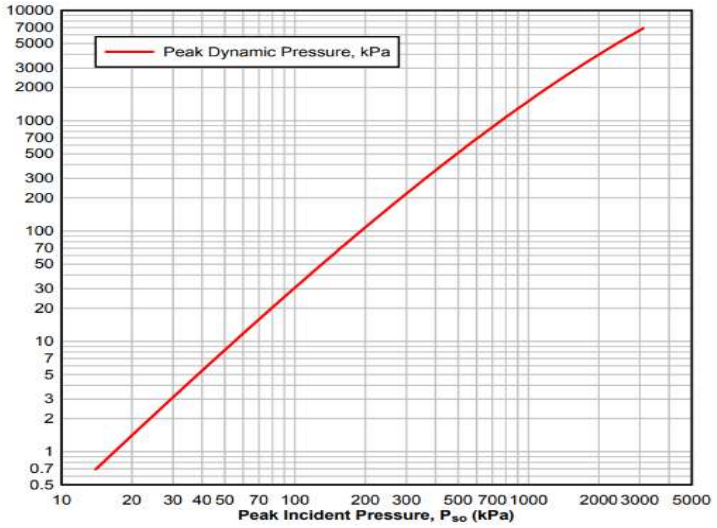
(JRC, 2013)

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (3)

- Considerando la presión incidente definida anteriormente (P_{so}), se obtienen la velocidad del sonido (C_r) y la presión dinámica pico (q) utilizando los siguientes diagramas:



(JRC, 2013)



(JRC, 2013)

- Velocidad del sonido ➔ $C_r = 0.38\ \frac{m}{ms}$
- Presión dinámica pico ➔ $q = 8.5\ kPa$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (4)

- Después, se calculan los intervalos de tiempo reducidos ficticios:

  - Duración ficticia de la fase positiva → $t_{0f} = 2\frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12\ ms$

  - Duración ficticia de la onda reflejada → $t_{rf} = 2\frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02\ ms$

- Finalmente, se determinan el tiempo de caída brusca de la presión reflejada y la presión pico actuante sobre la pared:

  - Altura del elemento → $h_s = 4\ m$
  - Anchura de la pared → $w_s = 4\ m$
  - Coeficiente de arrastre → $C_D = 1$
  - Dimensión menor (entre altura y anchura) → $s_d = min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2\ m$
  - Dimensión mayor (entre altura y anchura) → $l_d = max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4\ m$
  - Ratio (menor/mayor) → $r_{s.l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$
  - Tiempo de caída brusca de la presión reflejada → $t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5) \times 0.38} = 14.04\ ms$
  - Presión pico actuante sobre la pared → $P = P_{so} + q.C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94\ kPa$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (5)

*Nota: En el cálculo se considera la situación más desfavorable - el **valor de presión más alto** (presión reflejada) y el **menor tiempo de duración** (duración ficticia de la onda reflejada), resultando en una aproximación conservadora de la carga de impulso.*

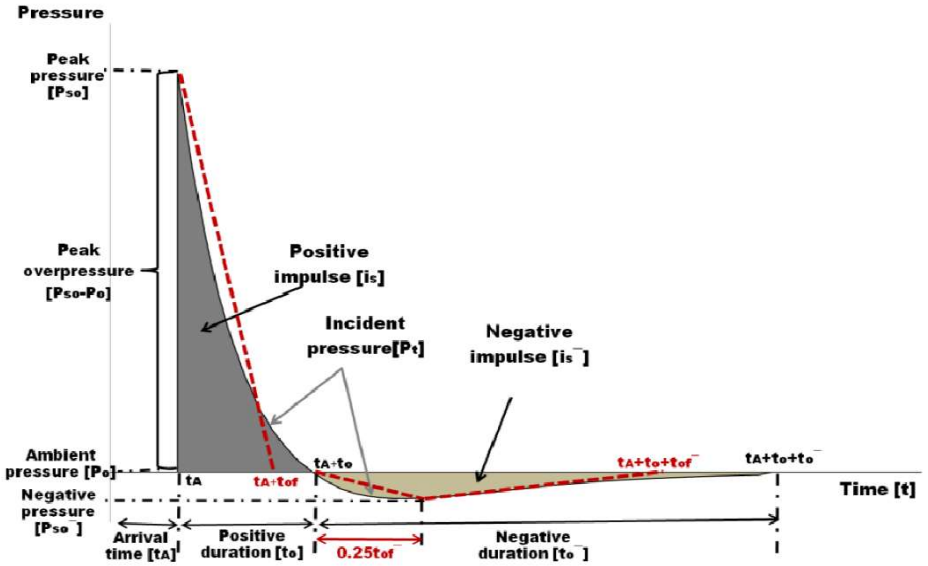


Figure 18: Substitution of actual incident pressure curve by triangular pulses and definition of relevant fictitious times.

(JRC, 2013)

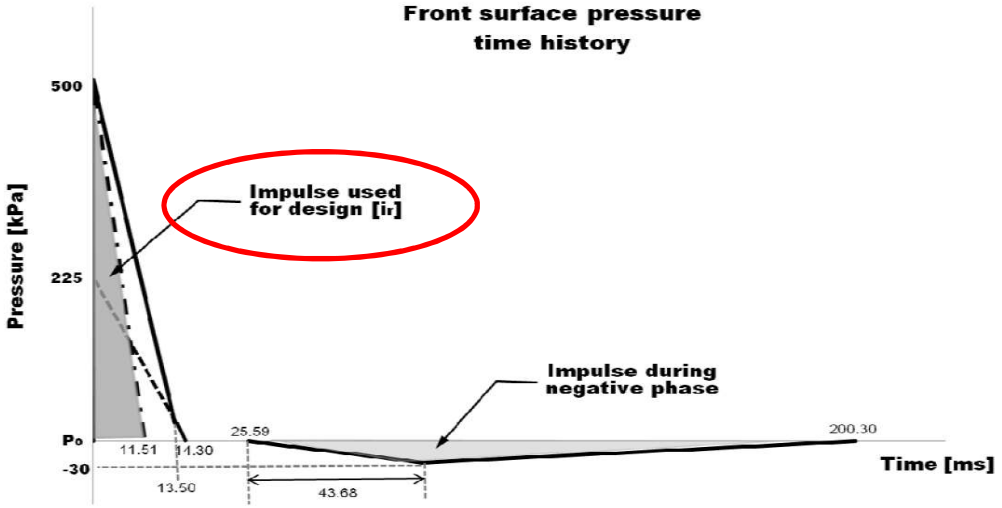


Figure 28: Blast pressure time history at front wall of the structure.

(JRC, 2013)

MÉTODO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF)

- En esta fase, el pilar se transforma en un sistema SDOF equivalente. Se consideran dos configuraciones: **pilares de acero** y **pilares mixtos**.
- El primer paso consiste en calcular las cargas aplicadas sobre el pilar a causa de la explosión. Para su cálculo, se supone un ancho tributario de 5 m para el panel enfrente del pilar.

- Presión reflejada → $P_r = 137.37\ kPa$
- Altura del pilar → $h_c = 4\ m$
- Anchura del panel frente al pilar → $w_p = 5\ m$
- Duración ficticia de la onda reflejada → $t_{rf} = 10.02\ ms$
- Peso propio del pilar (Acero; Mixto) → $G_c = (1.834\ ;\ 4.721)\ \frac{kN}{m}$

- Carga distribuida sobre el pilar debida a la explosión → $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85\ \frac{kN}{m}$
- Carga localizada sobre el pilar debida a la explosión → $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 4.0 = 2747.4\ kN$

- Puesto que el análisis es estático, se utiliza el factor de carga dinámico (DLF) para considerar los efectos dinámicos. La primera iteración se realiza utilizando un **DLF de 1.45** para amplificar las cargas. De manera adicional, puede aplicarse un factor de incremento dinámico (DIF) **de 1.2** al límite elástico para tener en cuenta el efecto de la velocidad de deformación.

MÉTODO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF) (2)

- Para determinar la respuesta del sistema de un grado de libertad en términos de resistencia última R_m, deben utilizarse diferentes factores de transformación (factor de carga K_L, masa K_M, etc.) para vigas y losas unidireccionales.

- Rigidez del pilar (acero; mixto)

$$K_c = (130762.8 \ ; \ 53221.04) \ \frac{kN}{m}$$

- Momento máximo resistente (acero; mixto)

$$M_{Rd} = (1347.01 \ ; \ 759.42) \ kNm$$

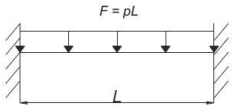
- Masa efectiva (acero; mixto) → $M_e = \frac{G_c . h_c . K_M}{g} = \frac{(1.834 \ ; \ 4.721) \times 4 \times 0.50}{9.81} = (374.03 \ ; \ 962.82) \ kg$

- Rigidez efectiva (acero; mixto) → $K_e = K_c K_L = (130762.8 \ ; \ 53221.04) \times 0.64 = (83688.19 \ ; \ 34061.47) \ \frac{kN}{m}$

- Periodo natural de vibración (acero; mixto) → $T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{(374.03; 962.82)}{(83688.19; 34061.47)}} = (0.01; 0.03) \ s$

- Ratio entre la duración positiva y el periodo natural (acero; mixto) → $\frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10.02}{(13.28; 33.41)} = (0.75 \ ; \ 0.30)$

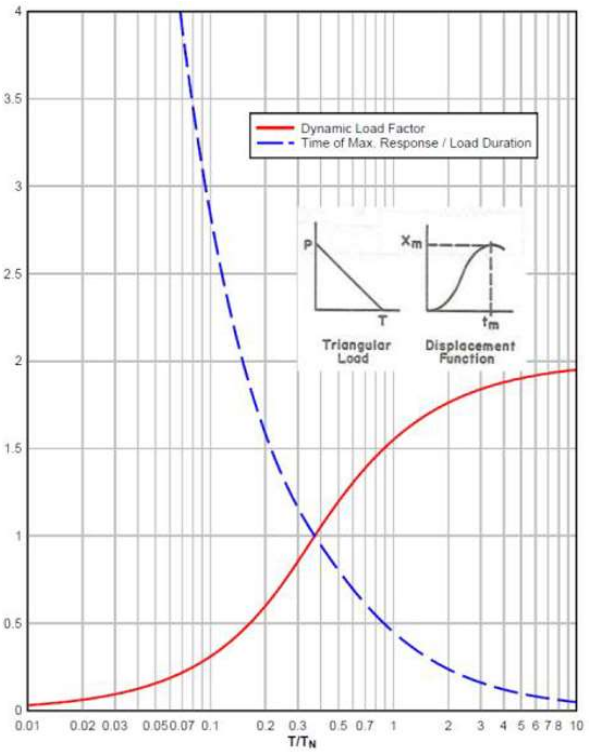
Tabla 67. Factores de transformación para vigas y losas unidireccionales – viga empotrada en ambos extremos (Biggs and Biggs, 1964)

Diagrama de cargas	Rango de deform.	Factor de carga K_L	Factor de masa K_M		Factor de carga-masa K_{LM}		Resistencia máxima R_m	Constante del resorte k	Constante efectiva del resorte k_E	Reacción dinámica V
			Masa concen.*	Masa unif.	Masa concen.*	Masa unif.				
	Elástico	0.53	...	0.41	...	0.77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	....	0.36*R*+0.14*F*
	Elasto-plástico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	0.39*R*+0.11*F*
	Plástico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	....	$0.38R_m$+0.12*F*

- Factor de carga → $K_L = 0.64$
- Factor de masa → $K_M = 0.50$

MÉTODO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF) (3)

- A partir de los datos anteriores, pueden obtenerse el periodo natural de vibración y la ratio entre la duración positiva y el periodo de vibración. A partir de esta ratio, puede realizarse una segunda iteración para el DFL.



(DoD, 2008)

- Segunda iteración (acero; mixto) ➔ $DLF = (1.30\ ;\ 1.80)$

- Momento máximo aplicado (acero; mixto) ➔ $M_{max} = \frac{F_p . h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times (1.30\ ;\ 1.80) = (1785.81\ ;\ 2472.66)\ kNm$

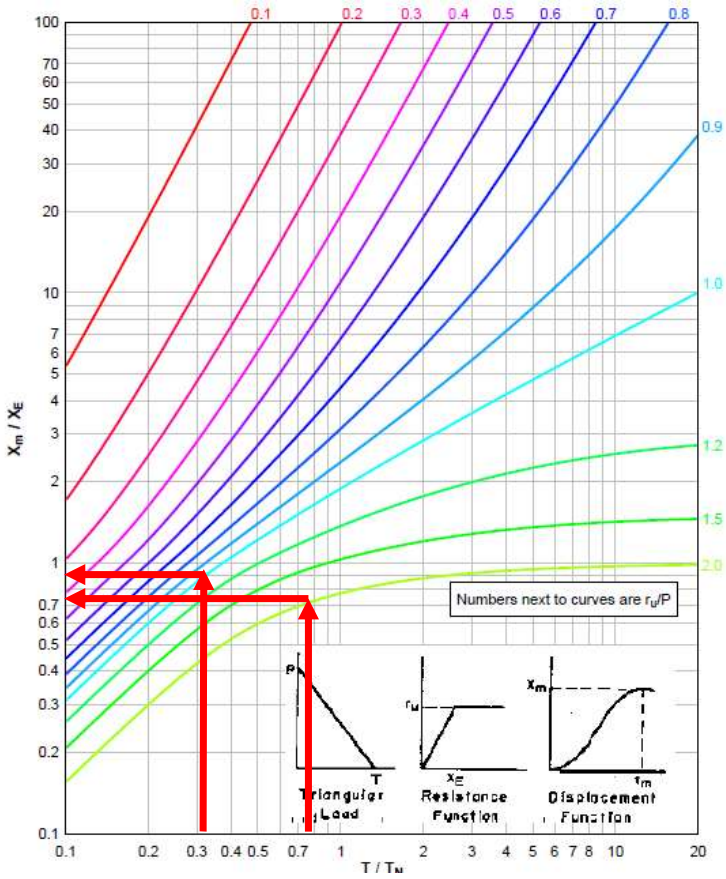
- Resistencia (acero; mixto) ➔ $R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347.01\ ;\ 759.42)}{4} = (5388.05\ ;\ 3037.7)\ kN$

RESULTADOS

- La ratio, la resistencia máxima y la carga puntual se utilizan para determinar la demanda de ductilidad μ a partir del siguiente diagrama.

Ratio (acero; mixto) $\frac{R_m}{F_P} = (1.96\ ;\ 1.11)$ $\frac{t_{rf}}{T_c} = (0.75\ ;\ 0.30)$

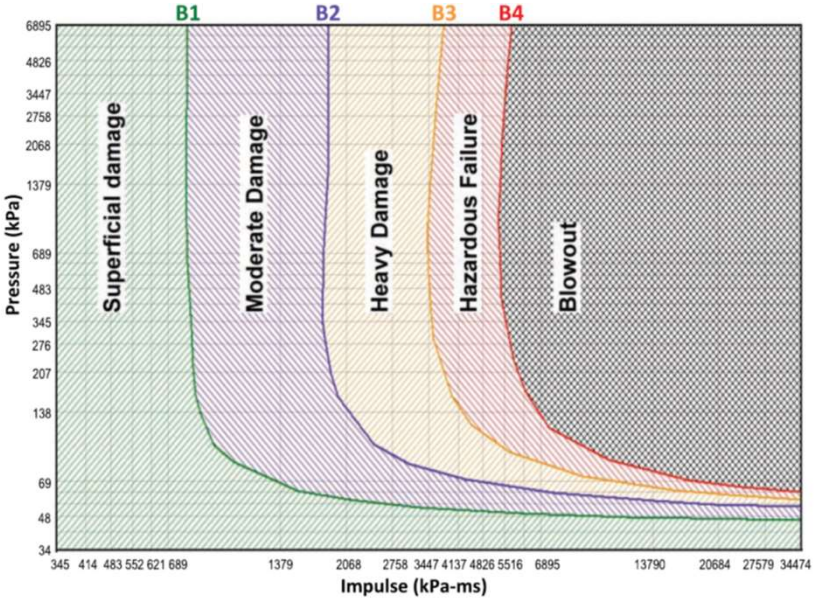
- Se obtienen las siguientes demandas de ductilidad (acero; mixto) μ_1=(0.80 ; 0.95) (χ_M/χ_E).
- Por lo tanto, y una vez determinado el desplazamiento elástico, se pueden obtener los desplazamientos máximos de (acero; mixto) (51.51 ; 84.72) mm.
- El cálculo se lleva a cabo de manera similar para el tiempo de máxima respuesta.



(DoD, 2008)

RESULTADOS (CONTINUACIÓN)

- La demanda de ductilidad se compara con una capacidad para evaluar si el daño es aceptable.
- Utilizando las relaciones entre el impulso de presión y los límites de respuesta, pueden establecerse los objetivos de diseño.
- En este ejemplo se ha escogido el objetivo B1 (daño superficial), para el que se obtienen ratios de $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0.80\,;0.95)$.
- Consecuentemente, el daño puede considerarse como aceptable.
- De acuerdo con el diagrama de flujo, el resultado obtenido del recuadro B.6 para este ejemplo es **el recuadro de fin del proceso de diseño**, puesto que se cumplen todos los requisitos.



(CSA S850-12)

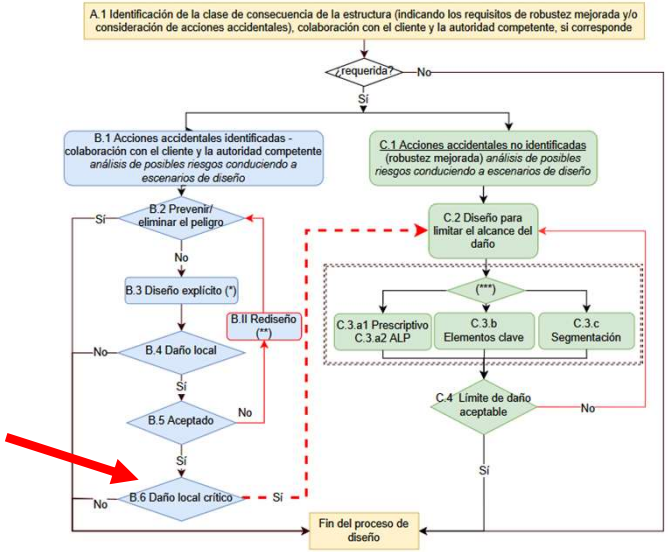


Tabla 5. Ejemplo de límites de respuesta para acero estructural laminado en caliente (CSA, 2012)*

Tipo de elemento		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}
Flexión	Viga con sección compacta†	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Viga con sección no compacta†,‡	0.7	-	0.85	3°	1	-	1.2	-
	Chapa flectada alrededor del eje débil	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Compresión	Viga-pilar con sección compacta†,§	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Viga-pilar con sección no compacta†,§	0.7	-	0.85	3°	0.85	3°	0.85	3°
	Pilar (fallo por esfuerzo axil)**	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

ACCIONES IDENTIFICADAS

Incendio localizado

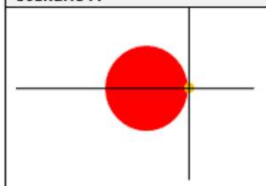
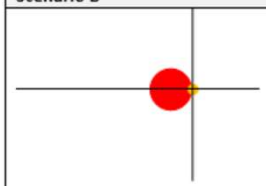
Modelos de incendio localizado

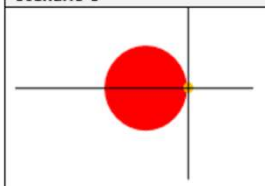
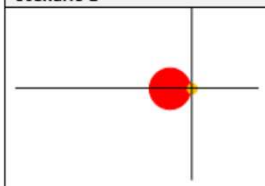
- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Incendio A_{Ed}

- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

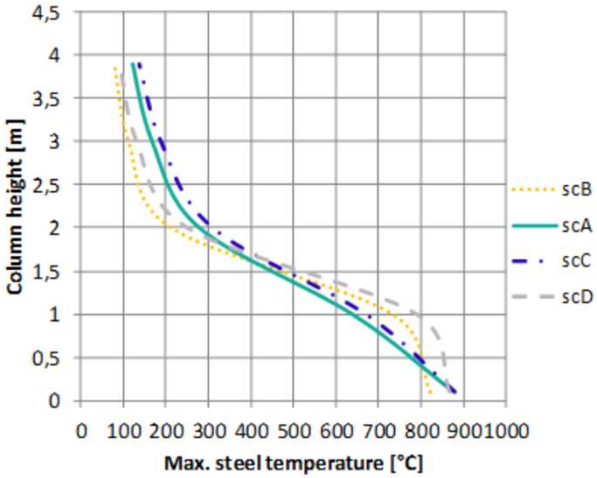
- **ESCENARIOS DE INCENDIO LOCALIZADO**
  - Se definen cuatro escenarios, empezando por el escenario base y considerando los valores estándar para un edificio de oficinas. Los otros tres escenarios asumen "valores exagerados" tanto para la velocidad de liberación de calor (valor doble de 500 kW/m²) como para la densidad de la carga de incendio y la velocidad de crecimiento del fuego (valores correspondientes a una ocupación tipo "zona comercial", los cuales son más severos que para los edificios de oficinas).
  - Se consideran dos diámetros de base de incendio realistas: **1 m y 2 m**. Para todos los escenarios, se asume de manera conservadora que el incendio localizado se sitúa al lado del pilar, i.e., la distancia entre el diámetro exterior del incendio base y el pilar es cero.

Scenario A		
	Diameter of the fire basis	2 m
	Rate of Heat Release density	250 kW/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire load density	511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)
Scenario B		
	Diameter of the fire basis	1 m
	Rate of Heat Release density	500 kW/m²
	Fire load density	511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)

Scenario C		
	Diameter of the fire basis	2 m
	Rate of Heat Release density	250 kW/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire load density	730 MJ/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)
Scenario D		
	Diameter of the fire basis	1 m
	Rate of Heat Release density	500 kW/m²
	Fire load density	730 MJ/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)

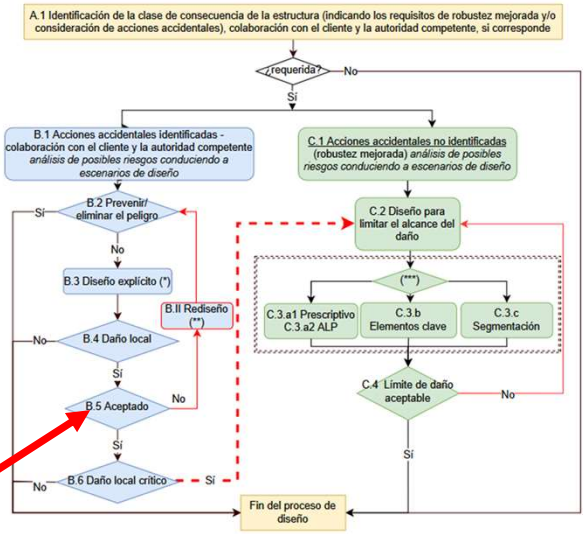
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se ha empleado el software OZone® (Cadorin, 2003) para todos los escenarios, aplicando el modelo LOCAFI (Brasseur et al., 2018), así como las ecuaciones de EN 1991-1-2 para evaluar la temperatura del acero en un pilar de acero simple fabricado a partir de un perfil laminado en caliente HEB340 sin protección (a modo de ejemplo).



CONCLUSIONES

- Se calculan y comparan las temperaturas máximas en el acero a lo largo del pilar para los cuatro escenarios. La comparación muestra que, aunque se hayan realizado diferentes hipótesis a la hora de caracterizar el incendio localizado, se obtienen tendencias y órdenes de magnitud similares en todos los casos.
- Se desarrollan importantes temperaturas en la base del pilar de acero, las cuales pueden causar el fallo por inestabilidad o un fallo por plastificación local – recuadro B.5 ➔ Fin del proceso – diagrama de flujo de robustez (si se acepta el resultado o se requieren modificaciones).
- Nótese que, para evitar daños, pueden emplearse medidas de protección frente a incendio en lugar de proyectar los elementos estructurales para una resistencia frente a incendio específica o bien aumentar el tamaño de la sección.



ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método prescriptivo – Método de atado

Este ejemplo ilustra la aplicación del método de atado para vigas y sus conexiones (atado horizontal).

ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL

- No se considera ninguna acción accidental específica.

CARGAS DE ATADO HORIZONTALES

Cargas de atado calculadas de acuerdo con EN 1991-1-7

$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL$	*or*	*75 kN, whichever is greater*
$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL$	*or*	*75 kN, whichever is greater*

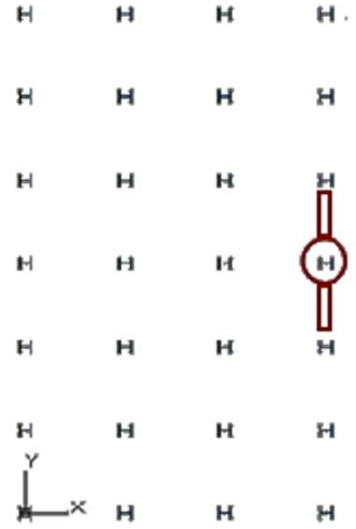
Cargas permanentes	$g_k = 5\,\frac{kN}{m^2}$
Sobrecarga de uso	$q_k = 3\,\frac{kN}{m^2}$
Factor de carga para oficinas	$\Psi = 0.5$
Separación entre elementos de atado (vigas principales)	$s = 12\ m$
Longitud elementos de atado	$L = 8\ m$

CARGA DE ATADO PARA ELEMENTOS INTERIORES

$$T_i = max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L\ , 75\ kN\ ] = max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8\ , 75\ kN] = 499.2\ kN$$

CARGA DE ATADO PARA ELEMENTOS PERIMETRALES

$$T_p = max[0.4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L\ , 75\ kN] = max[0.4 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8\ , 75\ kN] = 249.6\ kN$$



Vigas consideradas en el método prescriptivo

COMPROBACIÓN DE LOS ELEMENTOS (VIGAS)

Compr. de la utilización – Vigas interiores (IPE360)

$$U_i = \frac{T_i}{N_{pl.i}} = \frac{499.2}{2581} = 0.19$$

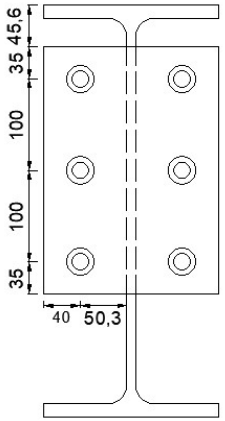
Compr. de la utilización – Vigas perimetrales (IPE450)

$$U_p = \frac{T_p}{N_{pl.p}} = \frac{249.6}{3507.4} = 0.07$$

OK

COMPROBACIÓN DE LAS CONEXIONES

Placa frontal



Tipo de tornillo:

M16 Gr.8.8 (6 tornillos)

Chapa:

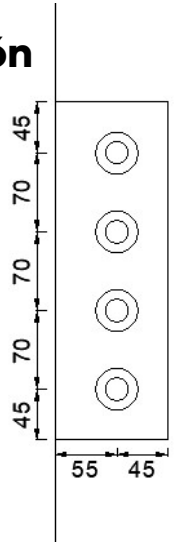
Espesor $t_p = 10\ mm$

Altura $h_p = 270\ mm$

Anchura $b_p = 190\ mm$

Soldadura $a_w = 2X6\ mm$

Chapa para unión articulada



Tipo de tornillo:

M20 Gr.8.8 (4 tornillos)

Chapa:

Espesor $t_p = 10\ mm$

Altura $h_p = 300\ mm$

Anchura $b_p = 100\ mm$

Soldadura $a_w = 2X6\ mm$

COMPROBACIÓN DE LA UTILIZACIÓN (Uniones sometidas a tracción)

$$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.92$$

$$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.71$$

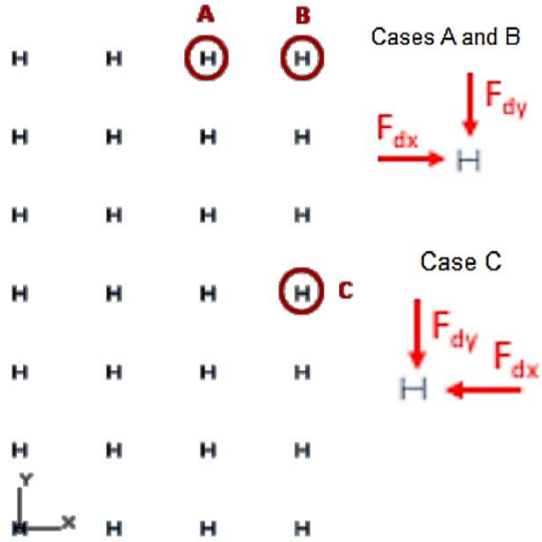
CONCLUSIONES

- Las vigas son capaces de resistir las cargas de tracción definidas en las normativas.
- Las uniones se consideran como articuladas (se desprecia la acción mixta: las armaduras de refuerzo al nivel de la unión pueden actuar como elementos de atado si la disposición de las armaduras es continua a lo largo de los forjados del edificio).

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Elemento clave

Procedimiento normativo



- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Carga accidental A_d

- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL + A_d$$

- **ELEMENTOS CLAVE**
  - Se designa el conjunto de pilares (A, B y C) como elementos clave.
  - De acuerdo con EN 1991-1-7 (2006), la magnitud de la acción accidental de cálculo para verificar los elementos clave es de 34 kN/m², aplicada en cualquier dirección (individualmente).

CÁLCULO

- Para evaluar los esfuerzos que aparecen en los pilares se consideran las características geométricas de los mismos y un panel con un ancho tributario de 5 m.
- Se presentan dos alternativas para los pilares: pilares de acero y pilares mixtos.

Cargas accidentales para elementos clave
Pilares de acero

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	50.46	0
B.1	50.46	0
C.1	680	0

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	49.5

Cargas accidentales para elementos clave
Pilares mixtos

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	61.2	0
B.1	61.2	0
C.1	680	0

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	61.2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Las cargas se aplican directamente en el modelo SCIA® (modelo con pilares de acero) como cargas horizontales situadas a media altura de los pilares (A, B y C) y de manera individual a lo largo de los dos ejes, considerando la combinación de acciones accidental.

RESULTADOS

- Se presentan los resultados para ambas soluciones. Además, se considera también un grado de acero mayor (S460) para aumentar la capacidad de la sección de acero sin modificar su sección transversal.

Resultados – Pilares de acero

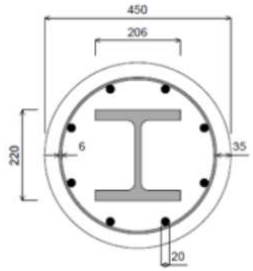
Caso	Sección	Carga		Apoyo inferior	UF (-)		Flecha lateral S355 (mm)
		F_{dx}(kN)	F_{dy}(kN)		S355	S460	
A.1	HD 360x162	50.46	0	Empotr.	0.39	0.28	0.7
				Articul.	0.39	0.28	0.8
A.2	HD 360x162	0	680	Empotr.	1.03	0.82	-
				Articul.	1.25	1.00	-
B.1	HD 360x162	50.46	0	Empotr.	0.22	0.16	0.7
				Articul.	0.23	0.17	0.8
B.2	HD 360x162	0	680	Empotr.	0.95	0.75	9.1
				Articul.	1.14	0.92	-
C.1	HD 360x162	680	0	Empotr.	0.68	0.54	5.0
				Articul.	0.83	0.65	8.1
C.2	HD 360x162	0	49.5	Empotr.	0.40	0.29	1.4
				Articul.	0.42	0.31	1.4

Resultados – Pilares mixtos

Caso	Carga		Apoyos superior e inferior	UF (-) S355
	F_{dx}(kN)	F_{dy}(kN)		
A.1	61.2	0	Articulados	0.42
A.2	0	680	Articulados	2.29
B.1	61.2	0	Articulados	0.24
B.2	0	680	Articulados	1.84
C.1	680	0	Articulados	1.34
C.2	0	49.5	Articulados	0.40

Detalles de los pilares mixtos:

- Sección de acero - HE200M
- Clase resistencia hormigón – C30/37
- Armadura (A500) – φ20 mm / φ6 mm



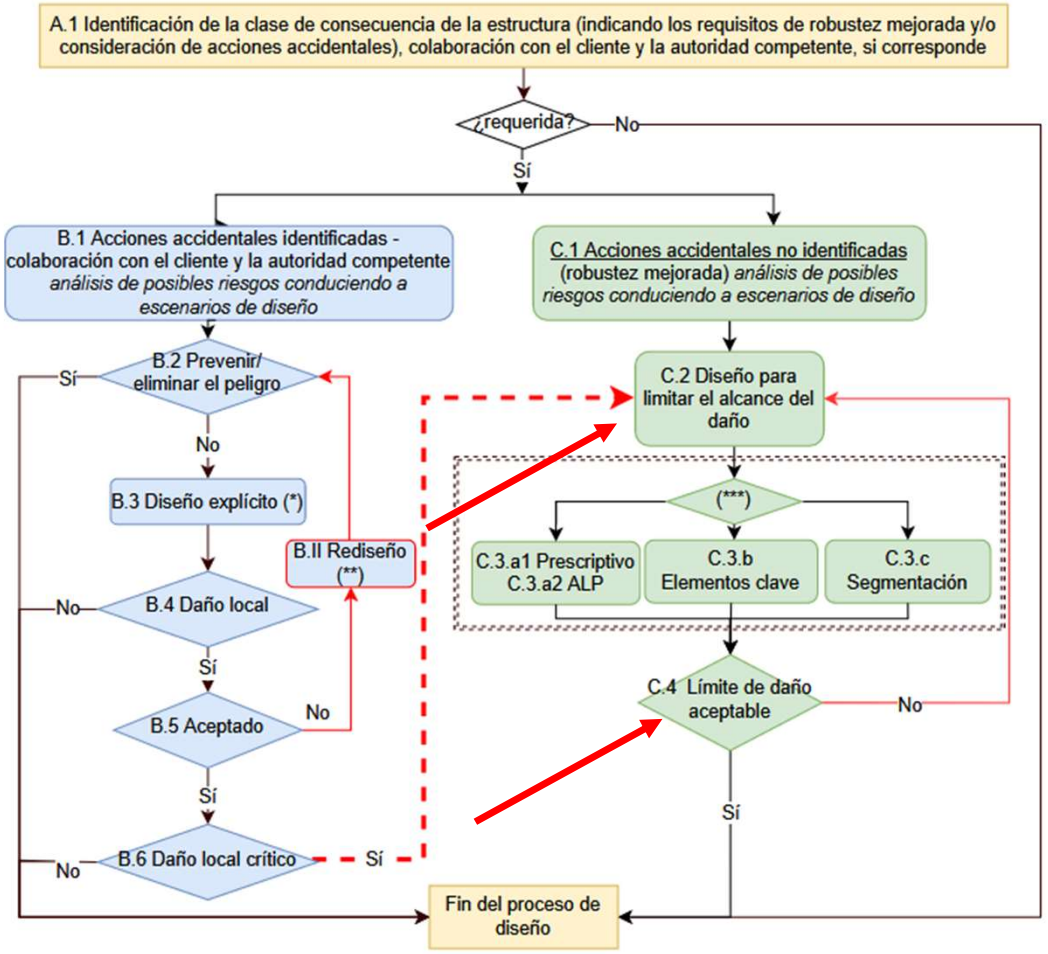
CONCLUSIONES

Pilares de acero

- Los resultados muestran que, para los pilares de acero con apoyos empotrados, la resistencia no excede el límite elástico (1.03 puede considerarse como admisible) – Recuadro C.4 ➔ Fin del proceso de diseño – diagrama de flujo.
- No obstante, para los apoyos articulados (casos A.2 y B.2) se excede el límite elástico - Recuadro C.2 ➔ Rediseñar - diagrama de flujo.

Pilares mixtos

- Los factores de utilización son considerable-mente más altos, como ya se ha indicado en el análisis frente a impacto – Recuadro C.2 ➔ Rediseñar - diagrama de flujo.



CONCLUSIONES (continuación)

- Generalmente puede concluirse que, para los pilares no mixtos de acero, un diseño estándar es suficiente para soportar las cargas desarrolladas cuando la conexión inferior del pilar es empotrada.
- Los pilares mixtos, no obstante, muestran peores resultados debido a que la mayor contribución a la resistencia viene dada por el elemento de acero, el cual es sustancialmente menor que el empleado en un diseño estándar en acero.
- La principal mejora que puede hacerse es aumentar el grado del acero a S460; haciendo esto, los factores de utilización de los pilares son iguales o inferiores a 1.0 para las secciones estándar de acero.
- Para mejorar la respuesta de los elementos clave bajo la carga A_d, pueden implementarse una serie de cambios:
  - Aumentar el tamaño de las secciones;
  - Diseñar considerando condiciones de contorno más ventajosas para las uniones;
  - Una combinación de las soluciones anteriores para pilares mixtos.

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método numérico completo

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a amenazas no identificadas utilizando el método ALPM a través de un método numérico completo.

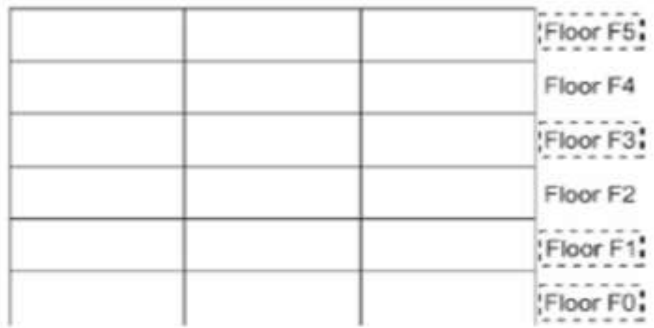
COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL

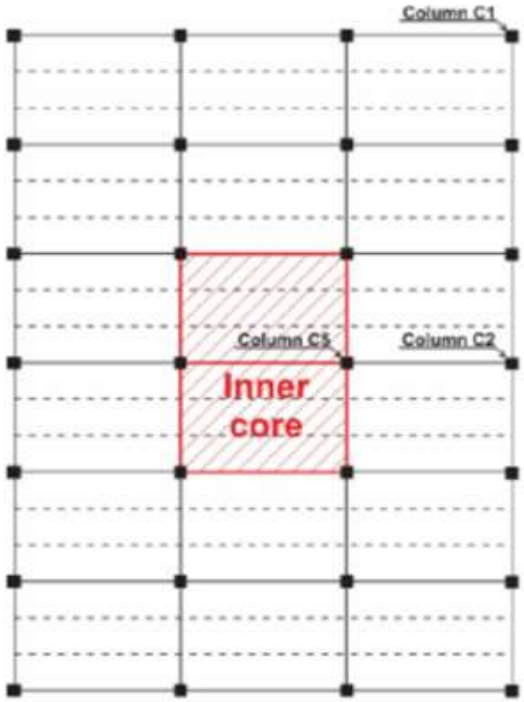
- Cargas permanentes DL
- Sobrecarga de uso LL

→ $DL + 0.5 \times LL$

ESCENARIOS CONSIDERADOS:

- Pilar de esquina (C1) en plantas 0, 1, 3 y 5;
- Pilar de fachada (C2) en plantas 0, 1, 3 y 5;
- Pilares del núcleo arriostrado (C5) en plantas 0, 1, 3 y 5.





ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- El objetivo de este análisis es evaluar el comportamiento del edificio para diferentes situaciones accidentales (supresión de pilares). Los cálculos se han realizado utilizando el software SAFIR®.
- Se realizan 20 simulaciones divididas en 2 grupos de acuerdo a la configuración de las uniones viga-pilar considerada.
  - 12 simulaciones con todas las uniones viga-pilar articuladas;
  - 8 simulaciones con uniones viga-pilar rígidas.
- En los casos en los que se elimina el pilar C1, se definen dos hipótesis diferentes:
  - Todas las uniones viga-pilar son articuladas (C1 "Uniones articuladas");
  - Uniones viga-pilar rígidas en la esquina en la que se elimina el pilar (C1 "Uniones rígidas").
- En los casos en los que se elimina el pilar C2, se definen dos hipótesis diferentes:
  - Todas las uniones viga-pilar son articuladas (C2 "Uniones articuladas");
  - Uniones viga-pilar rígidas en la esquina en la que se elimina el pilar (C2 "Uniones rígidas").

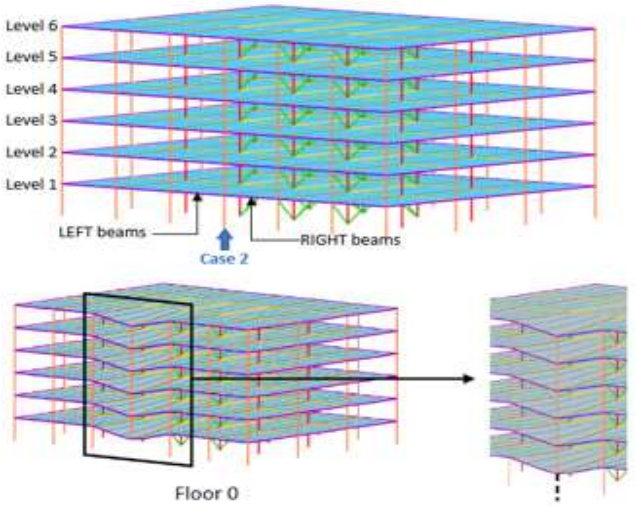
RESULTADOS

Desplazamiento vertical máximo

Desplazamiento vertical máx. (m)	**Planta**	**Uniones articuladas**	**Uniones rígidas**
C1 Pilar de esquina	F0	1.340	0.081
	F1	1.340	0.083
	F3	1.320	0.088
	F5	1.380	0.720
C2 Pilar de fachada	F0	0.670	0.610
	F1	0.670	0.600
	F3	0.670	0.550
	F5	0.670	0.250
C5 Pilar del núcleo central	F0	0.016	-
	F1	0.017	
	F3	0.018	
	F5	0.018	

Resultados detallados para el caso C2

Esfuerzos axiles máximos en vigas (Caso C2)	**Uniones articuladas**	
	Viga izquierda (kN)	**Viga derecha** (kN)
Planta 1	1381.6	1381.2
Planta 2	1327.6	1326.8
Planta 3	1340.4	1339.5
Planta 4	1338.2	1337.4
Planta 5	1337.6	1336.7
Planta 6	1332.5	1331.7



CONCLUSIONES

- Pérdida del pilar C1:
  - La estructura muestra desplazamientos verticales muy elevados (aproximadamente 1.35 m) puesto que la única contribución para resistir las cargas gravitatorias viene dada por las losas de hormigón en voladizo (las vigas tienen extremos articulados);
  - La robustez de la estructura puede mejorarse mediante:
    - refuerzo de las uniones viga-pilar a lo largo de la alineación vertical de los pilares (articulada -> semirrígida -> rígida). El uso de uniones semirrígidas proporciona una resistencia a flexión adicional;
    - mejorando la capacidad de las losas (añadiendo armadura de refuerzo adicional en las esquinas del edificio).
- Pérdida de los pilares C2 y C5:
  - Los desplazamientos son mucho menores que para el caso de pérdida de pilar de esquina y la carga se redistribuye a través de las diferentes plantas;
  - Los desplazamientos laterales en los pilares adyacentes al pilar eliminado son pequeños, indicando que las cargas se redistribuyen de manera relativamente uniforme en todas las plantas por encima del pilar afectado;
  - Se requiere un rediseño de las uniones;
  - Estos escenarios de pérdida de pilar no llevan al colapso progresivo de la estructura, tan solo a un daño localizado.

1. Introducción
2. Estructura de acero en zona no sísmica
3. Estructura mixta en zona no sísmica
4. Estructura de acero en zona sísmica
5. Estructura mixta en zona sísmica

4. ESTRUCTURA DE ACERO EN ZONA SÍSMICA

- **Métodos de cálculo**
  - **Acciones identificadas**
    - **Explosión externa:**
      - Método equivalente de un grado de libertad
      - Método dinámico completo
    - **Explosión interna:**
      - Método estático equivalente
      - Método dinámico (método equivalente de TNT)
    - **Sismo:**
      - Análisis numérico avanzado (multi-peligro)
  - **Acciones no identificadas**
    - **Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM):**
      - Método prescriptivo (Método de atado)
      - Predicción simplificada de la respuesta dinámica
      - Método numérico completo

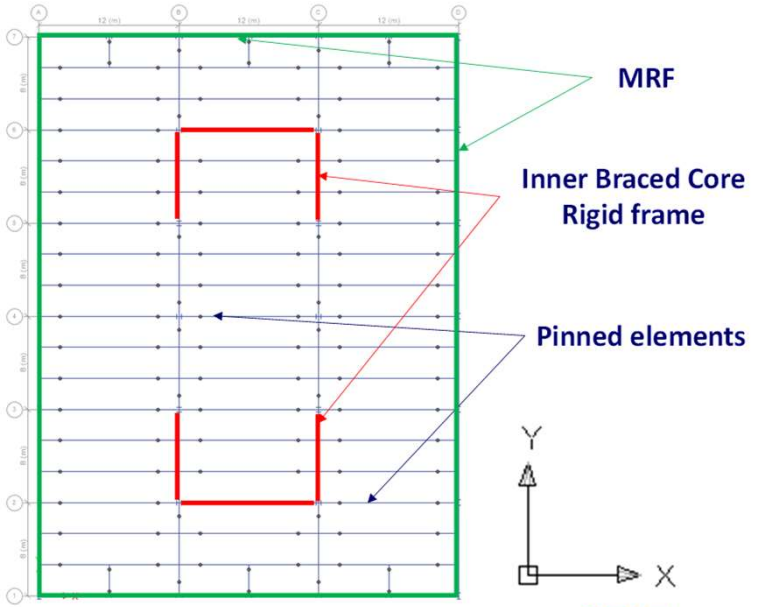
SECCIONES TRANSV. – RATIOS UTILIZACIÓN

Pilares	Sección	Grado acero	UF
Pilares de esquina	HE550B	S355	0.49
Pilares perimetrales	HE500B	S355	0.71
Pilares núcleo interior	HD400X463	S355	0.95

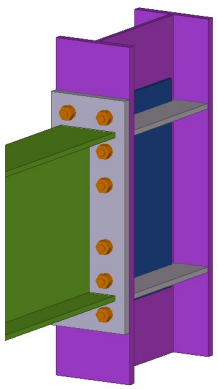
Vigas	Dirección[1]	Planta	Sección	Grado acero	UF	
					Resistenc.	Flecha[2]
Vigas perimetrales	X	1-6	IPE550	S355	0.278	0.023
	Y	1-6	IPE600	S355	0.302	0.153
Vigas interiores	X	1-6	IPE550	S355	0.546	0.85
	Y	1-6	IPE550	S355	0.909	0.928
[4]Vigas núcleo interior	X	1-3	[3]H800	S460	0.936	-
		4-5	HEM800	S460	0.953	-
		6	HEM700	S460	0.789	-
	Y	1-3	HEM500	S460	0.859	-
		4-6	HEB500	S460	0.878	-

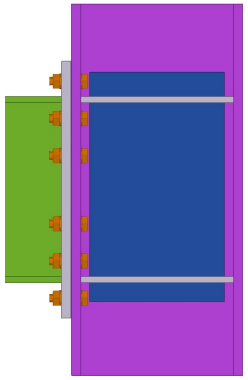
[1]Ver figura para la orientación de los ejes
[2]Criterio de verificación de flechas: L/250 para vigas secund., L/350 para vigas principales
[3]H800 es una sección compuesta, h=814 mm, b=380 mm, t_f=50 mm, y t_w=30 mm.

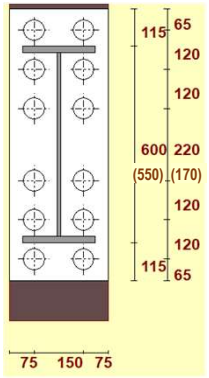
Arriostramiento	Planta	Sección	Grado acero	UF
Dirección Y	1-3	HEA320	S355	0.41
	4	HEA260	S355	0.43
	5	HEA220	S355	0.46
	6	HEA200	S355	0.39
Dirección X	1-3	HEB340	S355	0.41
	4-5	HEA320	S355	0.27
	6	HEA260	S355	0.26

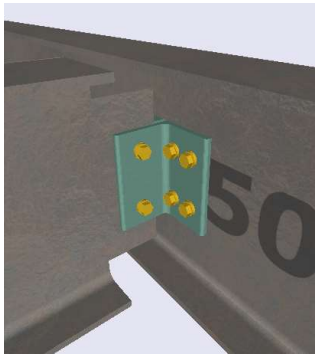


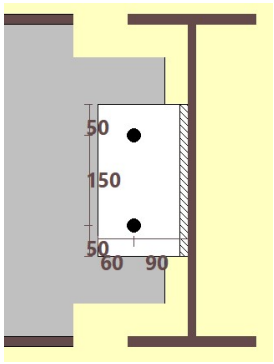
CONEXIONES

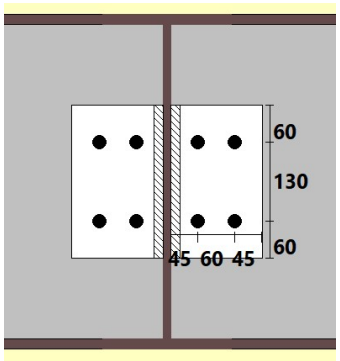












Nota: Los valores en paréntesis son para vigas IPE550

Conexiones resistentes a flexión

Posición Viga / pilar	Tipo de conexión	Resistencia flexión $M_{j,Rd}$ (kNm)	Resistencia cortante (kN)	Modo de fallo a flexión	UF*	$\frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,b}^{**}}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Placa frontal extendida	1173	1516	Placa frontal a flexión	0.29	0.94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Placa frontal extendida	1169	1387	Placa frontal a flexión	0.26	0.94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Placa frontal extendida	957	1409	Placa frontal a flexión	0.15	0.97

Nota:
* Los factores de utilización se definen para ULS, situación de proyecto persistente.
** $M_{pl,b}$ es la resistencia plástica de la viga.

Conexiones articuladas

Posición	Planta	Tipo de conexión	Resistencia cortante (kN)	Modo de fallo	UF*
A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Casquillo de angular	196	Tornillo cortante viga secundaria	0.72
B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Casquillo de angular	196	Tornillo cortante viga secundaria	0.72
B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Casquillo de angular	196	Entalla viga secundaria	0.67
B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Casquillo de angular	196	Tornillo cortante viga secundaria	0.65

Nota:
* Los factores de utilización se definen para ULS, situación de proyecto persistente.

ACCIONES IDENTIFICADAS

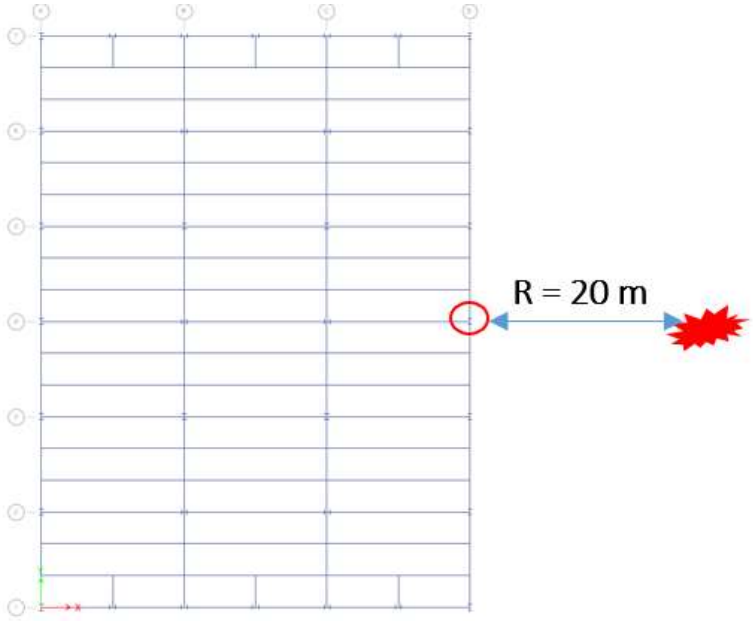
Explosión externa

Método equivalente de un grado de libertad

- **ACCIÓN PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  Explosión A_{Ed}

- **DEFINICIÓN DEL ESCENARIO DE EXPLOSIÓN**
  El pilar considerado es un pilar perimetral situado en la zona central de la fachada más larga del edificio
  - Distancia de alcance **20 m**
  - Carga explosiva de **100 kg de TNT**

- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
  Se realiza un análisis elástico lineal utilizando el método dinámico simplificado.



PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA

- La distancia escalada y el ángulo incidente se calculan en base a:
  - Masa de la carga;
  - Distancia de alcance;
  - Punto de detonación (desde la superficie del suelo).

- Masa equivalente de TNT de la carga explosiva → $W = 100\ kg$

- Distancia de alcance → $R = 20\ m$

- Altura de la explosión → $H_c = 1\ m$

- Distancia escalada → $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$

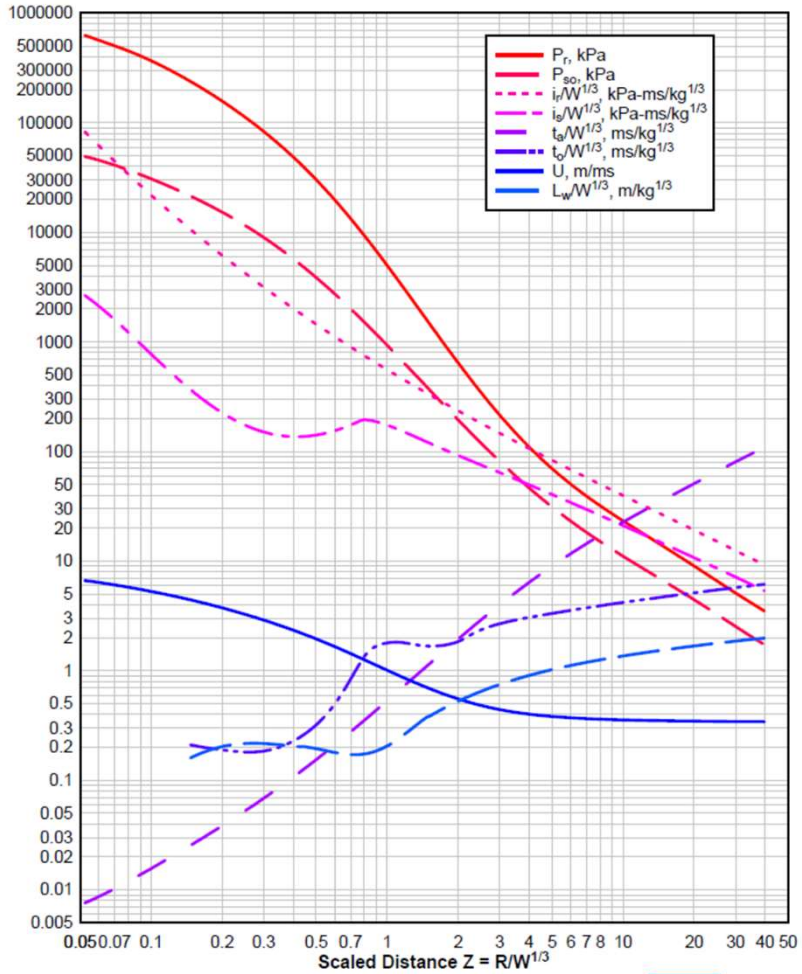
- Distancia desde el origen de la explosión → $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025\ m$

- Ángulo incidente → $\alpha_i = tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^o$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (2)

Después, se determinan los parámetros de la carga explosiva utilizado el diagrama para ráfagas de aire libre:

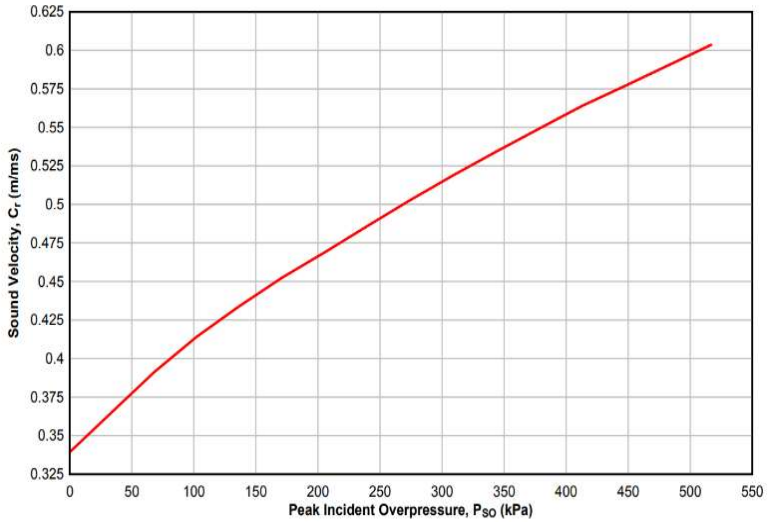
- Presión incidente → $P_{so} = 56.44\ kPa$
- Impulso incidente → $I_s = 313.71\ kPa.ms$
- Presión reflejada → $P_r = 137.37\ kPa$
- Impulso reflejado → $I_r = 688.09\ kPa.ms$
- Tiempo de llegada → $t_a = 30.29\ ms.W^{\frac{1}{3}} = 140.59\ ms$
- Duración real de la fase positiva → $t_0 = 16.49\ ms$
- Longitud de onda de la explosión → $L_w = 0.4\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$
- Velocidad del frente de choque → $U = 413.93\ \frac{m}{s}$



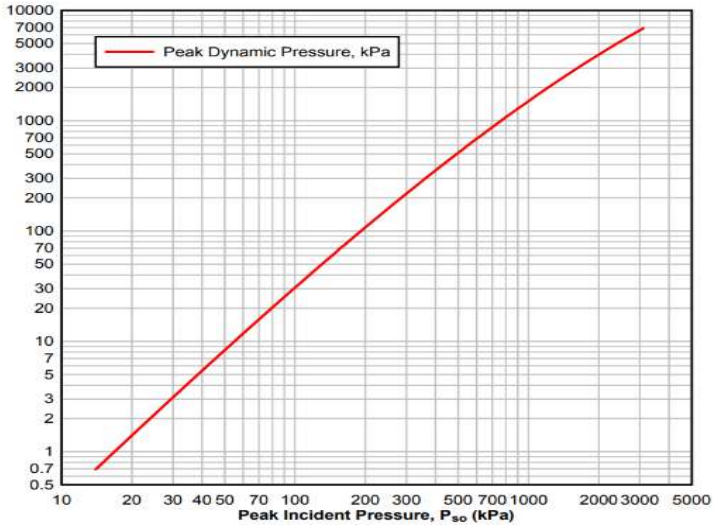
(JRC, 2013)

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (3)

- Considerando la presión incidente definida anteriormente (P_{so}), se obtienen la velocidad del sonido (C_r) y la presión dinámica pico (q) utilizando los siguientes diagramas:



(JRC, 2013)



(JRC, 2013)

- Velocidad del sonido ➔ $C_r = 0.38\ \frac{m}{ms}$
- Presión dinámica pico ➔ $q = 8.5\ kPa$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (4)

- Después, se calculan los intervalos de tiempo reducidos ficticios:

  - Duración ficticia de la fase positiva → $t_{0f} = 2\frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12\ ms$

  - Duración ficticia de la onda reflejada → $t_{rf} = 2\frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02\ ms$

- Finalmente, se determinan el tiempo de caída brusca de la presión reflejada y la presión pico actuante sobre la pared:

  - Altura del elemento → $h_s = 4\ m$
  - Anchura de la pared → $w_s = 4\ m$
  - Coeficiente de arrastre → $C_D = 1$
  - Dimensión menor (entre altura y anchura) → $s_d = min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2\ m$
  - Dimensión mayor (entre altura y anchura) → $l_d = max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4\ m$
  - Ratio (menor/mayor) → $r_{s.l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$
  - Tiempo de caída brusca de la presión reflejada → $t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5) \times 0.38} = 14.04\ ms$
  - Presión pico actuante sobre la pared → $P = P_{so} + q.C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94\ kPa$

PARÁMETROS DE LA CARGA EXPLOSIVA (5)

*Nota: En el cálculo se considera la situación más desfavorable - el **valor de presión más alto** (presión reflejada) y el **menor tiempo de duración** (duración ficticia de la onda reflejada) resultando en una aproximación conservadora de la carga de impulso.*

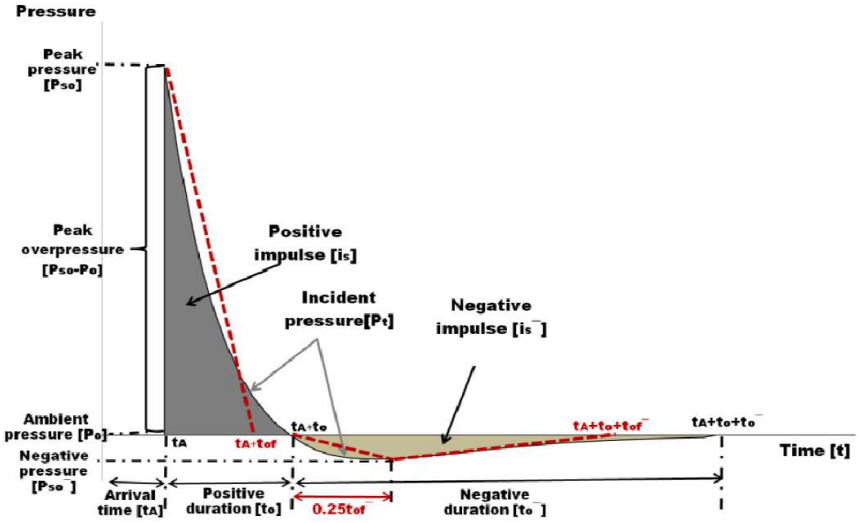


Figure 18: Substitution of actual incident pressure curve by triangular pulses and definition of relevant fictitious times.

(JRC, 2013)

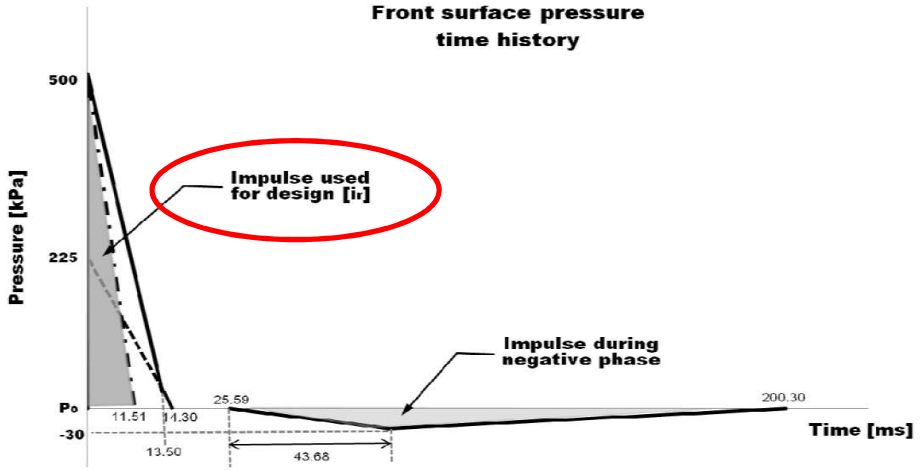


Figure 28: Blast pressure time history at front wall of the structure.

(JRC, 2013)

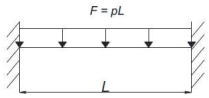
MÉTODO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF)

- En esta fase, el pilar se transforma en un sistema equivalente SDOF.
- El primer paso consiste en calcular las cargas aplicadas sobre el pilar a causa de la explosión. Para ello, se supone un ancho tributario de 5 m para el panel enfrente del pilar.
- Puesto que el análisis es estático, se utiliza el factor DLF para considerar los efectos dinámicos. La primera iteración se realiza utilizando un **DLF de 1.45** para amplificar las cargas. De manera adicional, puede aplicarse un factor **DIF de 1.2** al límite elástico para considerar el efecto de la velocidad de deformación.
- A partir de aquí, deben utilizarse diferentes factores de transformación (factor de carga K_L, masa K_M, etc.) para vigas y losas unidireccionales para determinar la respuesta del sistema de un grado de libertad en términos de resistencia R_m.

Carga distribuida sobre el pilar debida a la explosión ➔ $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{kN}{m}$

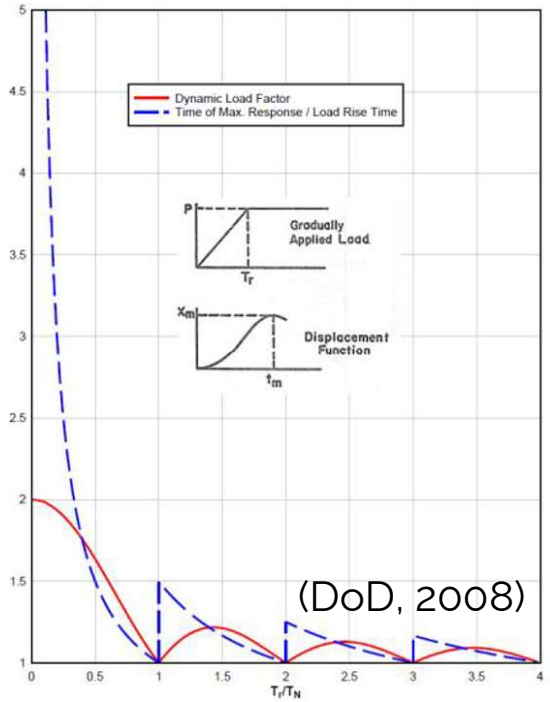
Carga localizada sobre el pilar debida a la explosión ➔ $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 3.5 = 2404\ kN$

Tabla 67. Factores de transformación para vigas y losas unidireccionales – viga empotrada en ambos extremos (Biggs and Biggs, 1964)

Diagrama de cargas	Rango de deform.	Factor de carga K_L	Factor de masa K_M		Factor de carga-masa K_{LM}		Resistencia máxima R_m	Constante del resorte k	Constante efectiva del resorte k_E	Reacción dinámica V
			Masa concen.*	Masa unif.	Masa concen.*	Masa unif.				
	Elástico	0.53	...	0.41	...	0.77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	....	0.36*R*+0.14*F*
	Elasto-plástico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	0.39*R*+0.11*F*
	Plástico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	....	$0.38R_m$+0.12*F*

MÉTODO EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF)

- A partir de los datos anteriores, pueden obtenerse el periodo natural de vibración y la ratio entre la duración positiva y el periodo de vibración. A partir de esta ratio, puede realizarse una segunda iteración para el DFL.



(DoD, 2008)

- Masa efectiva → $M_e = \frac{G_c . h_c . K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3\ kg$

- Rigidez efectiva → $K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382\ \frac{kN}{m}$

- Periodo natural de vibración → $T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$

- Ratio entre la duración positiva y el periodo natural → $\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$

- Segunda iteración → $DLF = 1.6$

- Momento máximo aplicado → $M_{max} = \frac{F_p . h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.6 = 1683\ kNm$

- Resistencia → $R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516\ kN$

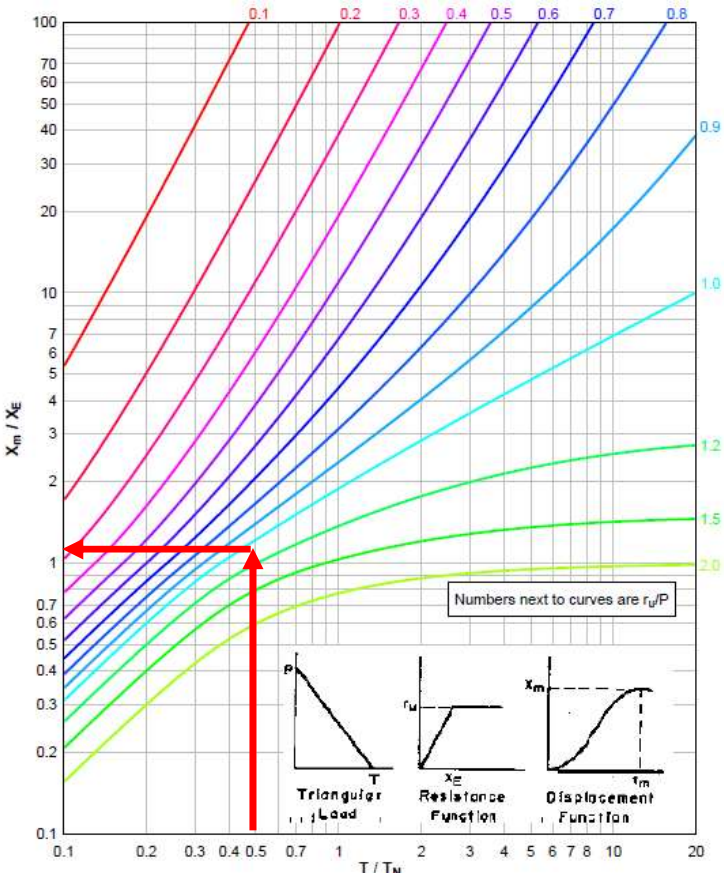
RESULTADOS

- La ratio, la resistencia máxima y la carga puntual se utilizan para determinar la demanda de ductilidad μ a partir del siguiente diagrama.
- Utilizando las siguientes ratios:

Ratio $\frac{R_m}{F_P} = 1.05$ $\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$

se obtiene una demanda de ductilidad μ_1=1.05 (χ_M/χ_E). Por lo tanto, y una vez determinado el desplazamiento elástico, se obtiene un desplazamiento máximo de 87 mm.

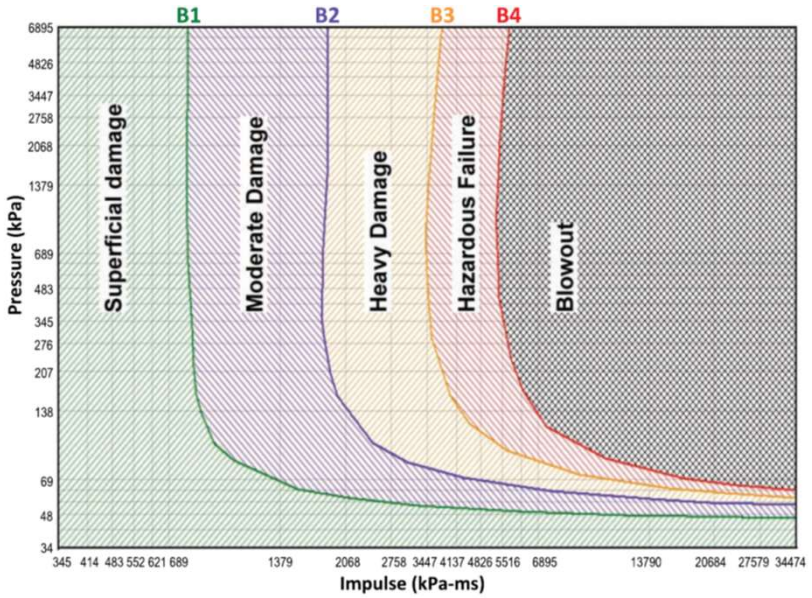
- El cálculo se lleva a cabo de manera similar para el tiempo de máxima respuesta.



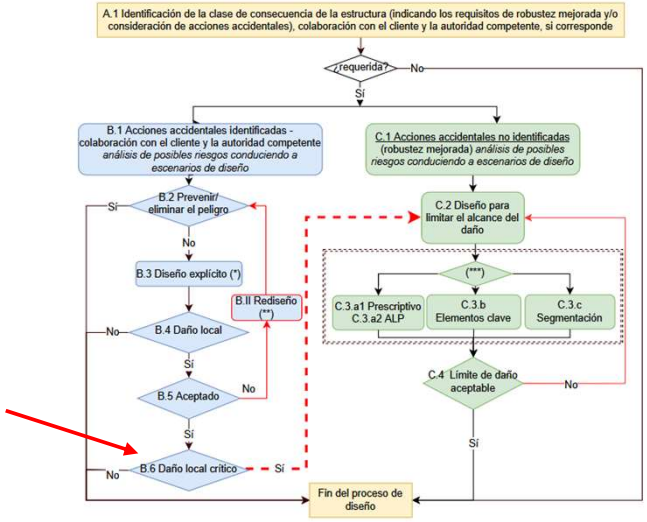
(DoD, 2008)

RESULTADOS (continuación)

- La demanda de ductilidad se compara con una capacidad para evaluar si el daño es aceptable.
- Utilizando las relaciones entre el impulso de presión y los límites de respuesta, pueden establecerse los objetivos de diseño.
- En este ejemplo se ha escogido el objetivo B1 (daño superficial), para el que se obtiene una ratio de $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1.05$.
- El daño puede considerarse aceptable (excedido solo en un 5%).
- De acuerdo con el diagrama de comprobación de robustez, el resultado a partir del recuadro B.6 para este ejemplo es **el recuadro de fin del proceso de diseño**, puesto que se cumplen todos los requisitos.



(CSA S850-12)



Tipo de elemento		B1		B2		B3		B4	
		m_{max}	q_{max}	m_{max}	q_{max}	m_{max}	q_{max}	m_{max}	q_{max}
Flexión	Viga con sección transversal dúctil	1	-	3	3	12	10	25	20
	Viga con sección transv. de ductilidad limitada	0.7	-	0.85	3	1	-	1.2	-
	Chapa flectada alrededor del eje débil	4	1	8	2	20	6	40	12
Compr.	Elemento flexocomprimido con sección transv. dúctil	1	-	3	3	3	3	3	°
	Elem. flexocompr. con sec. transv. ductilidad limitada	0.7	-	0.85	3	0.85	3	0.85	3
	Pilar (fallo por axil)	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

ACCIONES IDENTIFICADAS

Explosión externa

Método dinámico completo

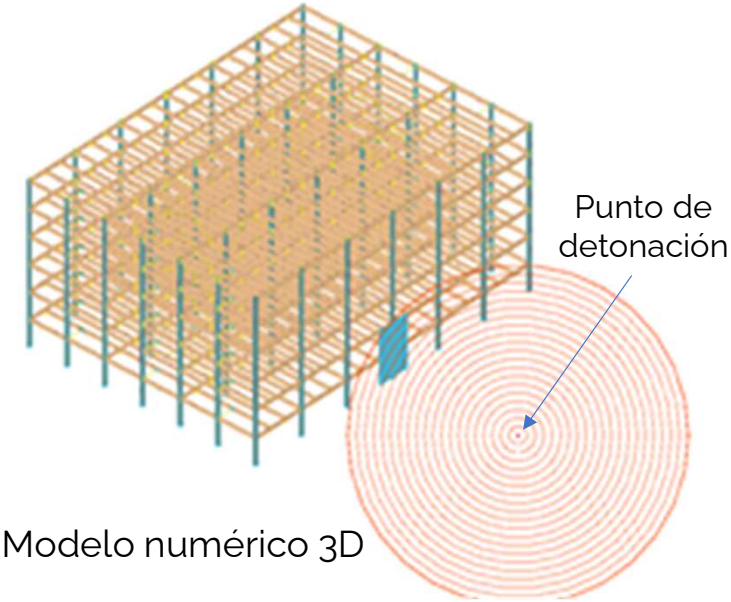
- **ACCIÓN ACCIDENTAL**

  Explosión A_{Ed}

- **DEFINICIÓN DEL ESCENARIO DE EXPLOSIÓN**
  - Para poder comparar los resultados, el escenario de explosión considerado en este ejemplo es el mismo que el empleado en el método equivalente de un grado de libertad (SDOF).
  - Parámetros de la carga:
    - distancia de alcance R = 20 m;
    - carga explosiva W = 100 kg de TNT;
    - ancho tributario del pilar = 5 m (2,5 m a cada lado);
    - se considera que la presión debida a la explosión actúa sobre los pilares de la 1ª y 2ª planta.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se lleva a cabo un análisis dinámico no lineal utilizando el Applied Element Method **(AEM)** en un modelo tridimensional de la estructura mediante el software Extreme Loading for Structure **(ELS)**.



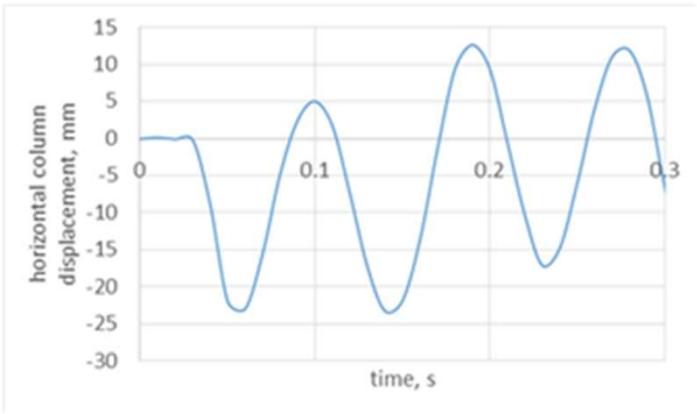
Modelo numérico 3D

CÁLCULO

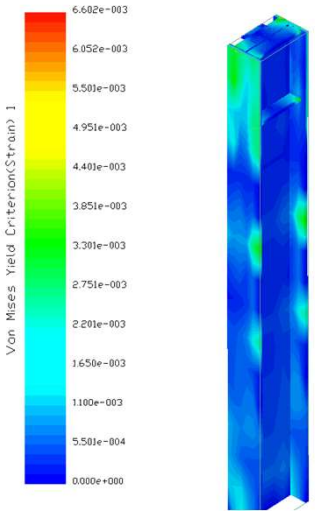
- **El análisis se realiza en dos pasos:**
  - 1er paso: se aplican las cargas permanentes y la sobrecarga de uso sobre la estructura en un análisis estático no lineal.
  - 2º paso: se detona la carga, y se introduce la carga de la explosión en un análisis dinámico no lineal:
    - el paso de tiempo para este análisis es de 1E^{-6} s,
    - tan solo se considera la fase positiva de la explosión,
    - no se considera ninguna reflexión desde el suelo en el análisis.

RESULTADOS

- El desplazamiento horizontal máximo a media altura del pilar es de 24 mm.
- La deformación plástica máxima alcanzada es de 1%.

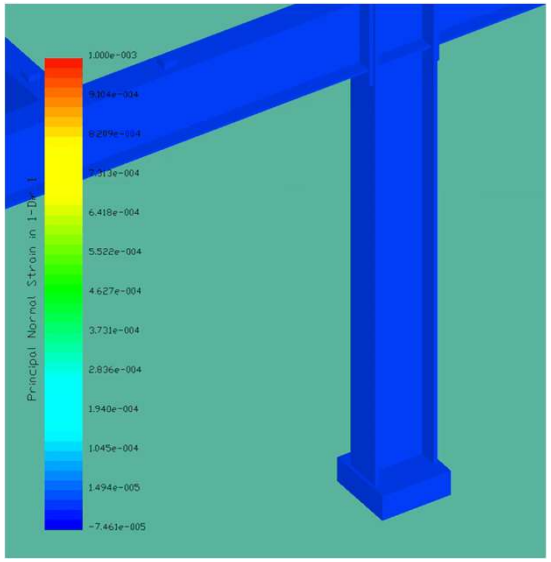


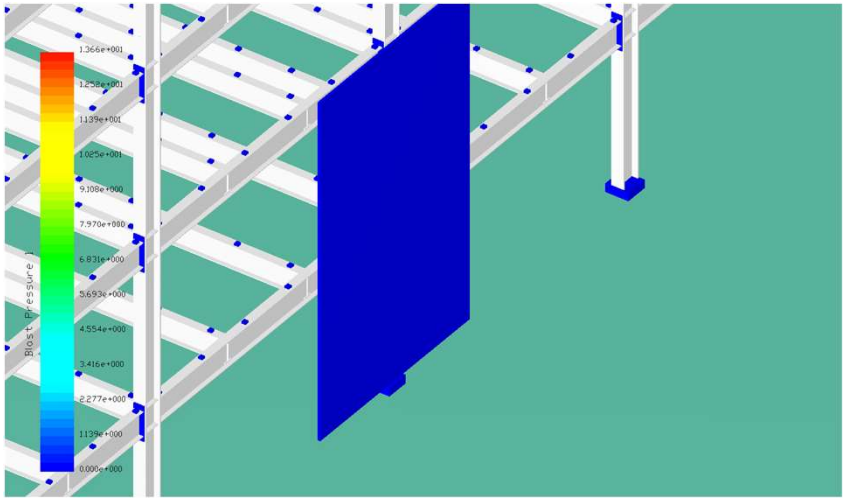
Desplazamientos horizontales a media altura del pilar



Deformación plástica máxima

Deformaciones





Distribución de la presión de la explosión en el tiempo

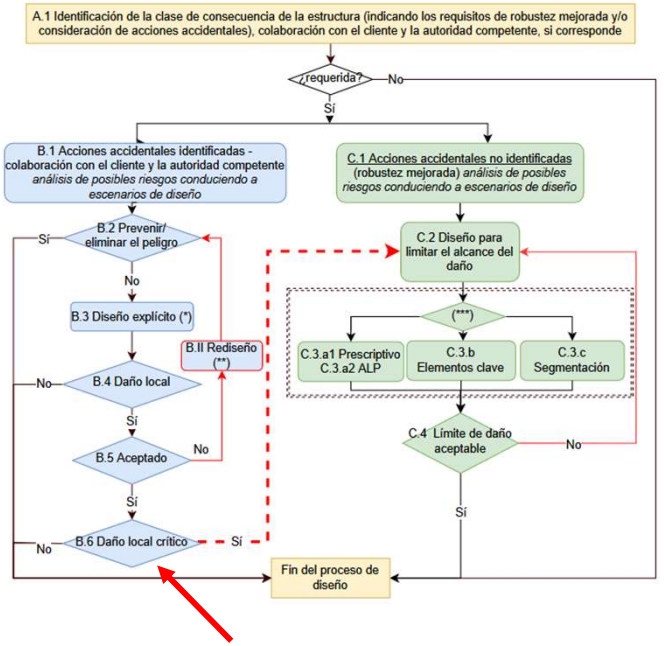
CONCLUSIONES

Método dinámico completo vs. método equivalente SDOF

El desplazamiento en el análisis dinámico no lineal es menor que el valor obtenido por el método tabular (**24 mm** vs. **87 mm**) – **Recuadro B.6** del diagrama de flujo;

- El análisis no lineal puede tener en cuenta las redistribuciones plásticas en el elemento;
- El modelo completo tridimensional puede considerar las condiciones de contorno reales y las interacciones entre elementos;
- El método dinámico completo y un modelado 3D pueden tener en cuenta la aplicación secuencial de la presión de la explosión sobre las superficies (diferentes tiempos de llegada a lo largo del pilar).

- Nótese que, en el caso de explosiones de campo cercano, los efectos pueden amplificarse por la subpresión contra las plantas colindantes, los cuales pueden ocasionar mayores efectos dinámicos e incluso un colapso progresivo de la estructura (Dinu et al. 2018).



ACCIONES IDENTIFICADAS

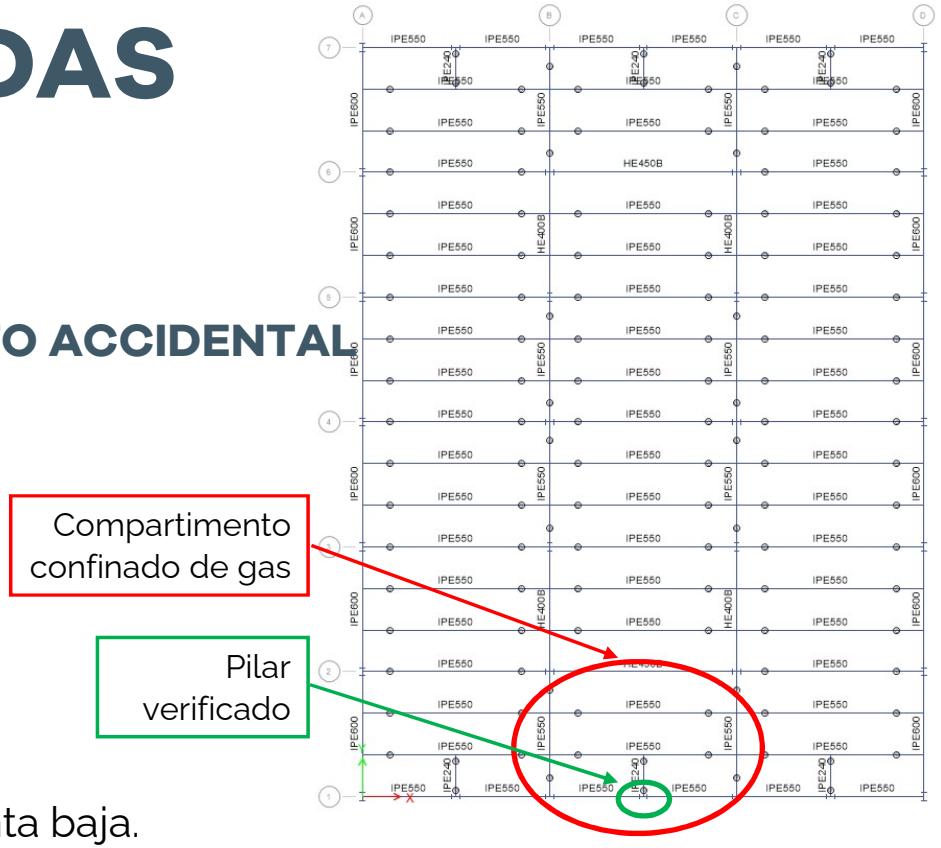
Explosión interna

Método estático equivalente

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Presión debida a la explosión de gas A_{Ed}
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

- **ESCENARIO DE EXPLOSIÓN DE GAS**
  - El compartimento se encuentra situado en la planta baja.
  - Se considera una superficie de ventilación compuesta por ventanas de vidrio en la pared externa, mientras que el resto de las tres paredes internas se consideran fabricadas de materiales más resistentes (sin ventilación).



CÁLCULO

- El área de ventilación y volumen del recinto cerrado se calculan considerando que la pared perimetral es de vidrio y cubre toda la altura de la planta.

L	12	m	longitud
B	8	m	anchura
H	4	m	altura
A_v	48	m^2	área de ventilación
V	384	m^3	volumen del compartimento

- La presión estática equivalente para la explosión interna de gas se puede obtener a partir del máximo de los dos siguientes valores:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

- La presión a la que los componentes de ventilación fallan, p_{stat}, se asume como $3\ kN/m^2$.
- Consecuentemente, la presión de cálculo para la situación accidental es:

$$p_d = 7.06\ k\,N/m^2$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

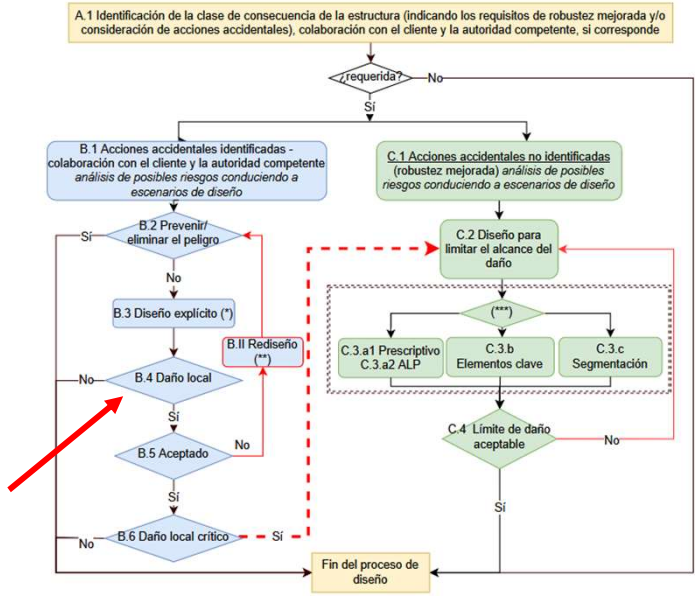
- Se lleva a cabo un análisis elástico lineal del modelo completo tridimensional utilizando el software SAP2000. Las secciones transversales de los elementos son aquellas resultantes del diseño inicial (situaciones de proyecto persistente y sísmica).

RESULTADOS

Sección	**Eje**	**Apoyo inferior**	***N*** (kN)	***M*** (kNm)	**UF**	**Flecha lateral** (mm)
HEB500	Débil	Empotrado	612	72	**0.279**	0.57

CONCLUSIONES

- El pilar analizado mediante este método cuenta con una capacidad adecuada y no debe rediseñarse (**Recuadro B.4 → Fin del proceso de diseño – Diagrama de flujo**).
- No obstante, y puesto que el cálculo no predice ningún daño localizado, pueden emplearse métodos de cálculo más sofisticados para cuantificar el daño que podría aparecer.



ACCIONES IDENTIFICADAS

Explosión interna

Método dinámico (Método equivalente de TNT)

Nota:

- *El método empleado en este ejemplo es una simplificación del método real (se desprecian el efecto de la fragmentabilidad de las paredes, las fugas de presión desde el compartimento, etc.).*
- *El volumen de gas se sustituye por una carga equivalente de TNT en el cálculo. A partir de ahí, se puede utilizar el mismo método empleado para el caso de explosión externa.*

ACCIÓN ACCIDENTAL

- Presión debida a la explosión de gas A_{Ed}

ESCENARIO DE EXPLOSIÓN DE GAS

- Se considera un compartimento de 48 m^3 para el escenario de explosión interna, con una concentración de metano del 6%.
- La masa de metano puede calcularse a partir de $W_g = V_{compartimento} \cdot \gamma_{me} \cdot 6/100$

CÁLCULO

- La masa equivalente de TNT puede determinarse de la siguiente relación:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$$

donde:

η	0.2	[-]	factor de rendimiento explosivo
E_c	55	MJ/kg	calor de combustión del metano
W_g	1.91	kg	masa de vapor en la nube de gas
E_{TNT}	4.2	MJ/kg	energía de detonación de TNT

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se realiza un análisis lineal elástico utilizando el método SDOF como en el caso de explosión externa.
- Se asume que la carga está situada en el centro del compartimento, resultando en una distancia de alcance de 4 m al pilar.

PARÁMETROS DE LA CARGA

- Como para la explosión externa, los parámetros de la carga son función de la distancia de alcance.
- Deben obtenerse la velocidad del sonido C_r y la presión dinámica pico q, seguidos de los intervalos de tiempo ficticios reducidos, el tiempo de caída brusca de la presión reflejada y la presión pico actuante sobre la pared.

MÉTODO SDOF

- Se asume un ancho tributario de 4 m para el panel frente al pilar.
- Se utiliza un **DLF de 1.4** para la carga y se aplica un **DIF de 1.2** al límite elástico.

Presión incidente	$P_{so} = 198.87\ kPa$
Impulso incidente	$I_s = 198.46\ kPa.ms$
Presión reflejada	$P_r = 663.44\ kPa$
Impulso reflejado	$I_r = 514.65\ kPa.ms$
Tiempo de llegada	$t_a = 3.87ms.W^{\frac{1}{3}} = 6.62\ ms$
Duración real de la fase positiva	$t_0 = 3.7ms.W^{\frac{1}{3}} = 6.33\ ms$
Longitud de onda de la explosión	$L_w = 0.85\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$
Velocidad del frente de choque	$U = 557.06\ \frac{m}{s}$

Velocidad del sonido	$C_r = 0.47\ \frac{m}{ms}$
Presión dinámica pico	$q = 100\ kPa$

Duración ficticia de la fase positiva	$t_{0f} = 2\frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96\ kPa.ms}{198.87\ kPa} = 1.996\ ms$
Duración ficticia de la onda reflejada	$t_{rf} = 2\frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3\ kPa.ms}{663.44\ 7kPa} = 1.551\ ms$

Tiempo de caída brusca de la presión reflejada	$t_c = \frac{4s_d}{(1+r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1+0.5)0.47} = 11.348\ ms$
Presión pico actuante sobre la pared	$P = P_{so} + q.C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87\ kPa$

MÉTODO SDOF

- Tras varias iteraciones, se obtienen las siguientes ratios:

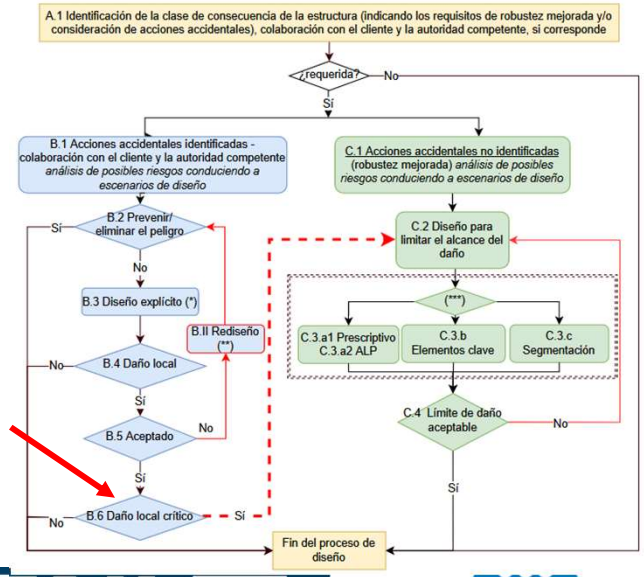
Ratio	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$
Ratio	$\frac{R_m}{F_P} = 0.27$

RESULTADOS

- Se obtiene una ratio de demanda de ductilidad de $\mu_1 = 0.9$ para el desplazamiento fuera del plano.
- Se ha escogido un objetivo de diseño B1 (daño superficial), el cual corresponde a una capacidad $\mu_{max} = 1$.

CONCLUSIONES

- Utilizando el método equivalente de TNT, puede observarse cierto daño local, aunque no resulta crítico para la estabilidad de la estructura puesto que el pilar cuenta con una ratio de demanda de ductilidad **de 0.9**, menor que 1.
- Por lo tanto, de acuerdo con **recuadro B.6** del diagrama de flujo, el resultado para este ejemplo es el recuadro de fin del proceso de diseño, puesto que se cumplen todos los requisitos.



ACCIONES IDENTIFICADAS

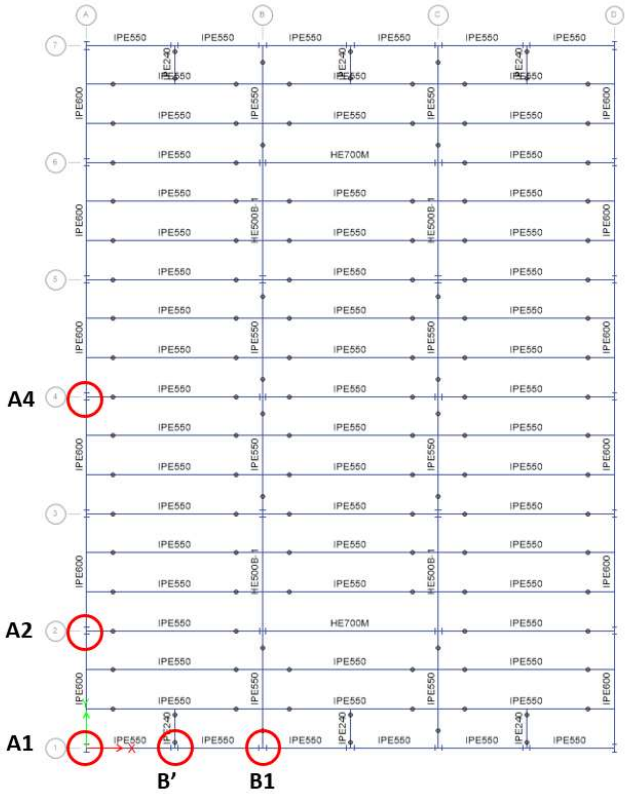
Sismo

Análisis numérico avanzado (multi-peligro)

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Acción sísmica A_{Ed} correspondiente a ULS
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.3 \times LL + A_{Ed}$$

- **ESCENARIO DE PELIGRO**



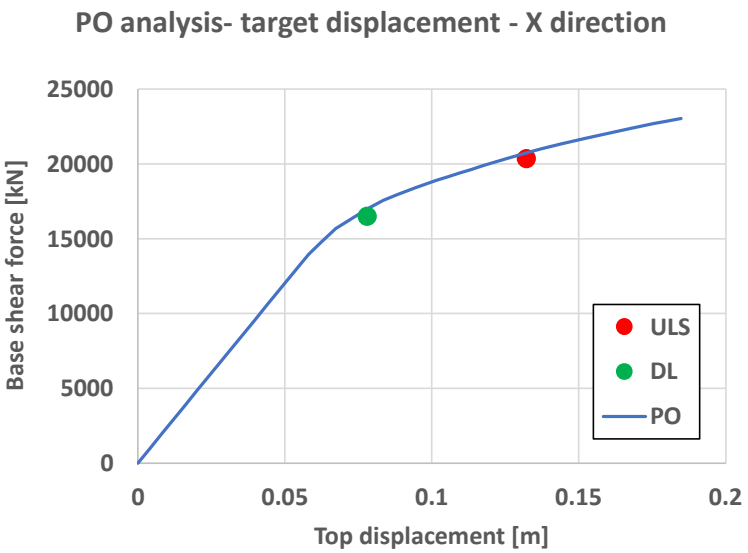
Después de que la estructura haya sido sometida a una acción sísmica, es posible que alguno de los pilares falle, haciendo la estructura vulnerable a peligros posteriores. Se utiliza a continuación el método de la pérdida de pilar para verificar la capacidad de la estructura para hacer frente a un colapso progresivo.

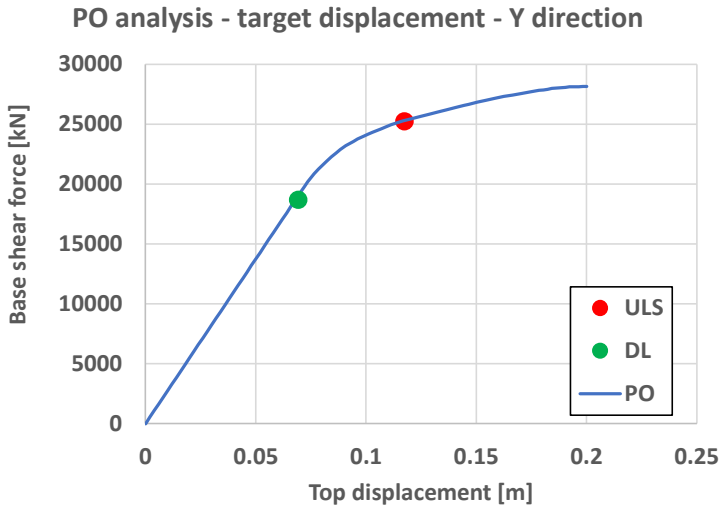
Paso 1: Análisis sísmico – La estructura se ve sometida a un sismo similar al de cálculo.

Paso 2: Escenario de pérdida de pilar: Los pilares suprimidos se sitúan en A1, A2, A4, B1, B' – se asume que los pilares se eliminan uno a uno.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- El análisis sísmico se realiza utilizando un análisis *pushover*.
- El daño se evalúa a partir del método N2 (EN 1998).
- Después de aplicar las cargas gravitatorias, la estructura se somete a un patrón de fuerzas laterales crecientes.
- Deben utilizarse al menos dos patrones de cargas laterales:
  - Uniforme
  - Variable
- Se presentan los resultados correspondientes a la distribución de la que resultan las solicitaciones máximas.

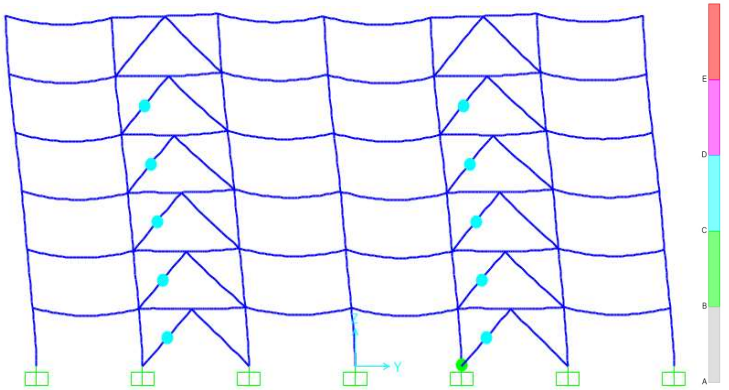




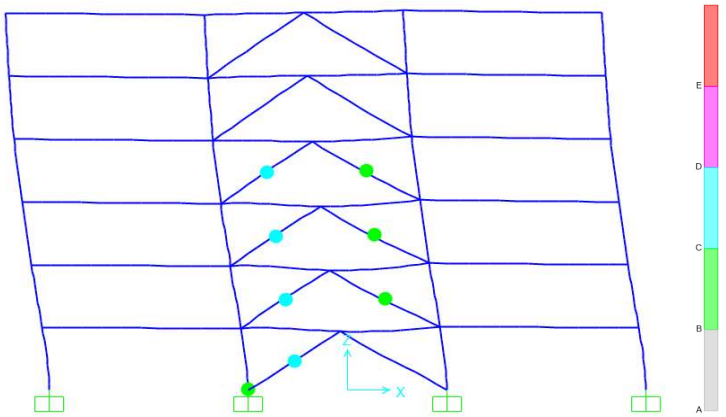
SOLICITACIONES SÍSMICAS

- Para evaluar la demanda sísmica en ULS, la estructura se carga lateralmente hasta alcanzar el desplazamiento objetivo en la parte superior D_t.
- No se desarrolla ninguna rótula plástica en los pórticos resistentes a flexión perimetrales en ULS, ni en la dirección X ni en la Y, sino únicamente en los pórticos arriostrados.

MECANISMO PLÁSTICO EN ULS PARA EL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO



Pórtico longitudinal arriostrado

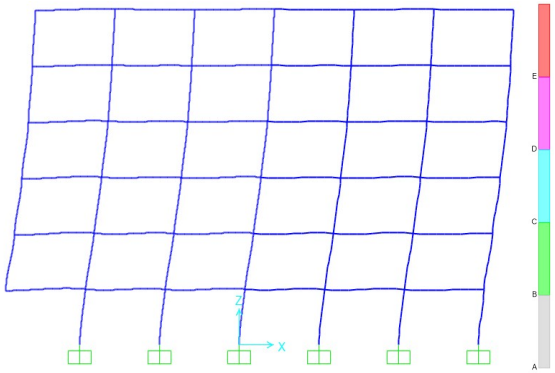


Pórtico transversal arriostrado

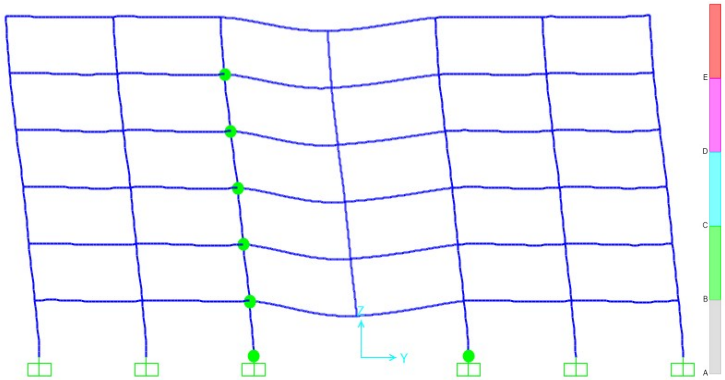
ELIMINACIÓN DEL PILAR TRAS EL SISMO

- La evaluación de la resistencia frente a colapso progresivo se lleva a cabo utilizando los métodos de trayectoria alternativa de cargas (**ALPM**) y el método dinámico no lineal (**NDP**), de acuerdo con las directrices de UFC 4-023-03.
- Se aplican las cargas gravitatorias en una primera fase; después, en una segunda fase, se eliminan los pilares de manera casi instantánea (la duración de la supresión es de 0.005 segundos).

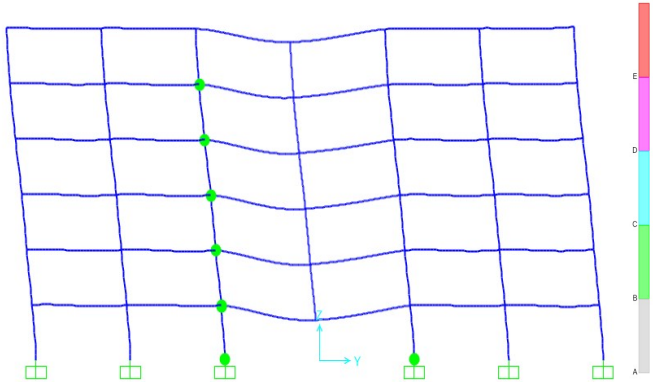
MECANISMOS PLÁSTICOS TRAS LA ELIMINACIÓN DE PILARES PARA LOS ESCENARIOS CONSIDERADOS



Caso A1



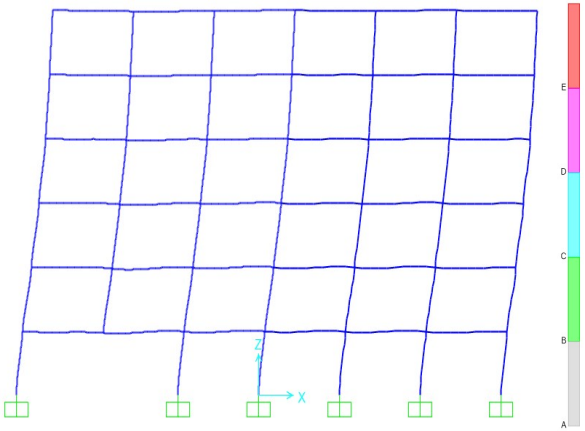
Caso A2



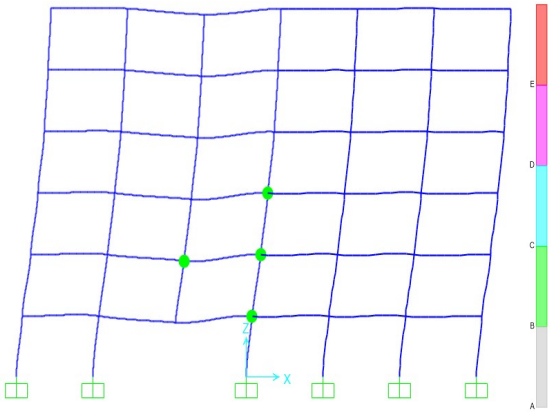
Caso A4

RESULTADOS

MECANISMOS PLÁSTICOS TRAS LA ELIMINACIÓN DE PILARES PARA LOS ESCENARIOS CONSIDERADOS

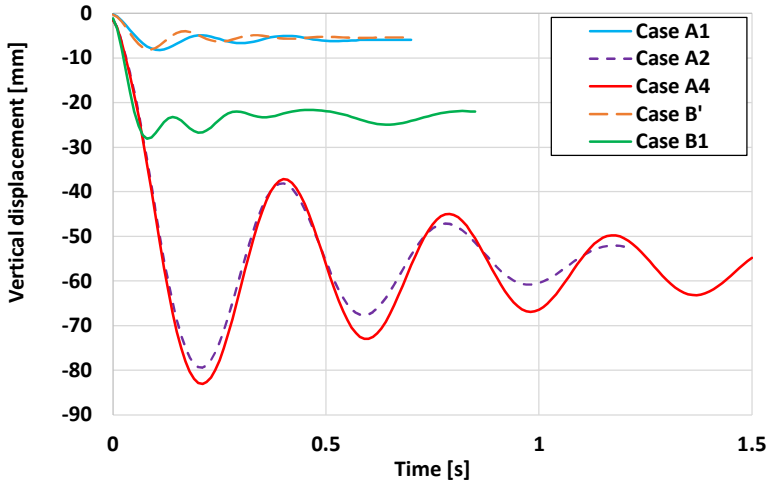


Caso B'



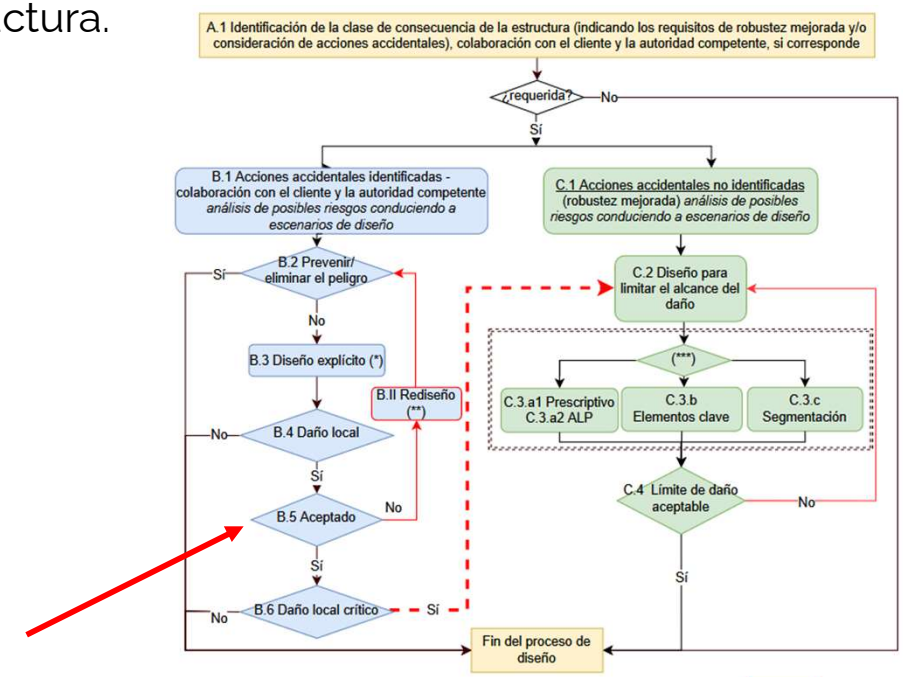
Caso B1

EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO DE LA RESPUESTA PARA LOS ESCENARIOS DE ELIMINACIÓN DE PILAR



CONCLUSIONES

- Puede concluirse que la estructura es capaz de resistir el colapso progresivo incluso tras la pérdida de un pilar después de un sismo – Recuadro B.5 ➔ Fin del proceso de diseño – diagrama de flujo.
- El nivel de daño en los elementos (definido por el nivel de deformación plástica en las rótulas) es pequeño.
- Pueden emplearse también otros objetivos de desempeño (por ejemplo, la prevención de colapso) para evaluar el comportamiento de la estructura.



ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método prescriptivo – Método de atado

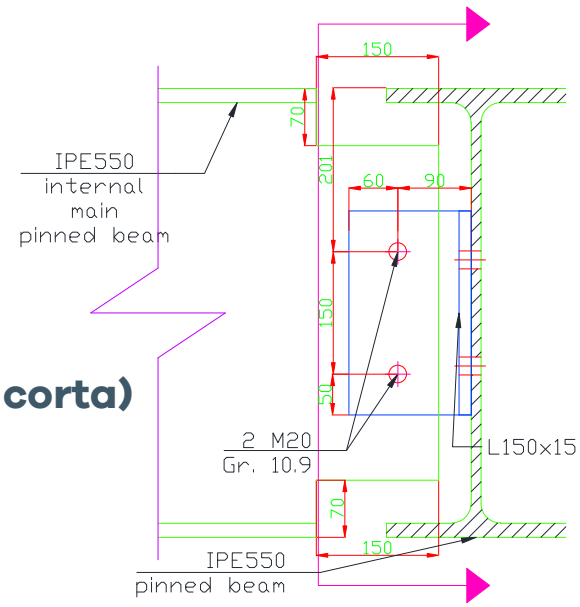
Este ejemplo ilustra la aplicación del método de atado para vigas y sus conexiones (atado horizontal).

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

- **VIGAS SECUNDARIAS INTERIORES ARTICULADAS (IPE550, en dirección corta)**

Separación entre elementos de atado (vigas secundarias)	$s = 12\ m$
Longitud del elemento de atado	$L = 8\ m$

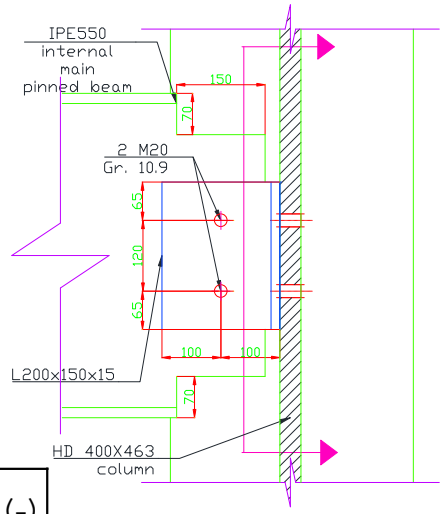


Carga de tracción de cálculo para los elementos de atado interiores, T_i

$$T_i = max[0.8 \times (g_k + \Psi \times q_k) \times s \times L;\ 75kN] = max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12;\ 75kN] = 166\ kN$$

VIGAS PRINCIPALES INTERIORES ARTICULADAS (IPE550, direcc. larga)

Separación entre elementos de atado (vigas principales)	$s = 2.66\ m$
Longitud del elemento de atado	$L = 8\ m$



Carga de tracción de cálculo para los elementos de atado interiores, T_i

$$T_i = max[0.8(g_k + \Psi . q_k)s.L;\ 75kN] = max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8;\ 75kN] \quad = 499.2\ kN$$

RESISTENCIA A CORTANTE Y UFs PARA LAS CONEXIONES DE LOS ELEMENTOS DE ATADO INTERIORES

Elemento	Carga de atado (kN)	Resistencia cortante (kN)	Modo de fallo	UF (-)
Vigas secundarias interiores articuladas	166	392	Aplastam. viga secund.	0.42
Vigas principales interiores articuladas	499.2	392	Tornillos a cortante	1.27

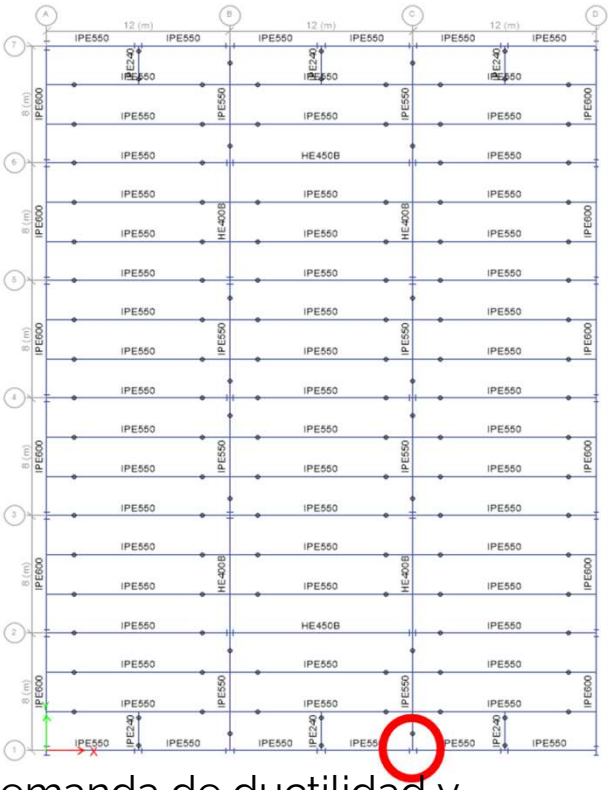
- Para las conexiones de las vigas secundarias internas articuladas, un factor de utilización de 0.42 se traduce en un diseño adecuado.
- Para las conexiones de las vigas principales internas articuladas, un factor de utilización de 1.27 requiere un rediseño de las uniones. Se añade una nueva hilera de tornillos (3 hileras en total), aumentando la resistencia a cortante a **588 kN**, la cual resulta en un UF de **0.85**.

CONCLUSIONES: El diseño inicial de las conexiones para cargas gravitatorias en la situación de proyecto persistente de ULS resulta insuficiente para los requisitos de las cargas de atado en el caso de grandes áreas tributarias.

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Mét. de trayectoria alternativa de cargas

Predicción simplificada de la respuesta dinámica



- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - No se considera ninguna acción accidental específica

- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

$$DL + 0.5 \times LL$$

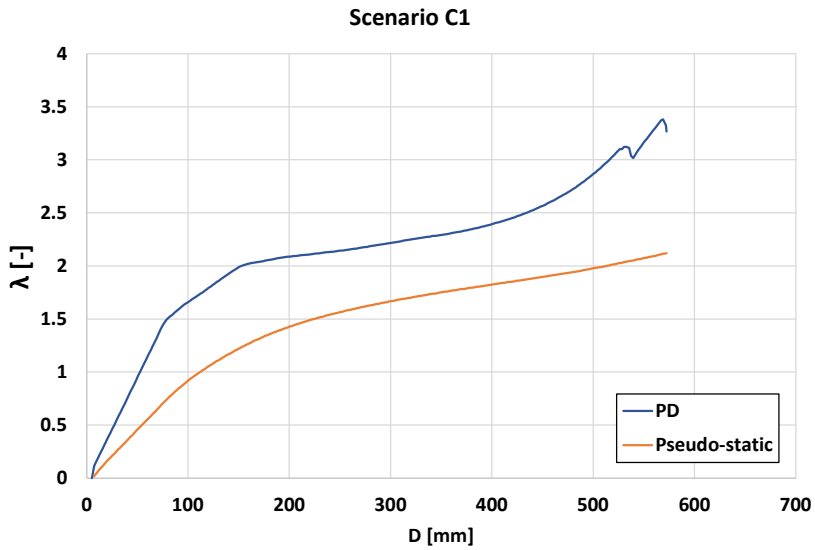
- **HIPÓTESIS DE CÁLCULO**

El método numérico simplificado adoptado permite establecer la máxima demanda de ductilidad y verificar la ratio entre la demanda y la capacidad. No obstante, para determinar la respuesta de la estructura para el escenario de pérdida de pilar se ha llevado a cabo un análisis estático no lineal.

El pilar eliminado se encuentra en la planta baja - C1.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Para este ejemplo se ha realizado un análisis numérico estático no lineal (NSP) sobre el modelo 3D utilizando el software SAP2000.
- Se han asignado las cargas gravitatorias de acuerdo con la combinación mencionada anteriormente, aplicadas sólo en las zonas conectadas con los pilares – dos pórticos en la dirección X, y un pórtico en la dirección Y.
- Se ha impuesto un desplazamiento hacia abajo sobre el pilar hasta alcanzar el fallo de la estructura.



- En el análisis se han considerado tanto las no linealidades geométricas como las del material (rótulas plásticas).

RESULTADOS

- La curva *pushdown* para el escenario C1 es la curva **PD (azul).** La fuerza en el eje vertical se ha normalizado por el multiplicador de las cargas gravitatorias λ (λ=1 para la carga aplicada de 1.0 DL + 0.5 LL).
- Tras realizar el balance de energía (Izzuddin et al., 2008), puede determinarse la curva pseudo-estática para su comparación con la curva *pushdown* – curva **pseudo-estática** (**naranja**).

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método numérico completo

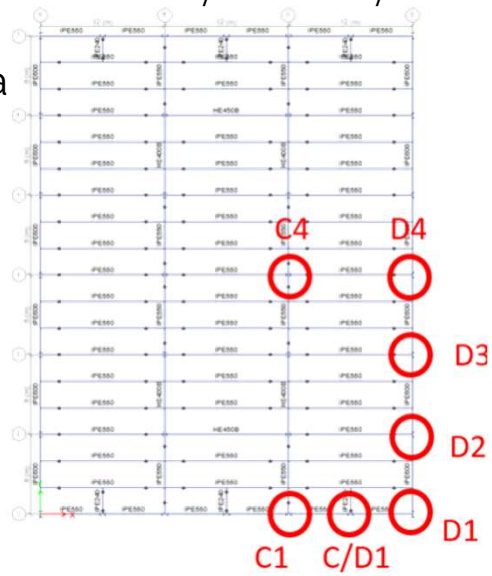
Este ejemplo ilustra el cálculo frente a amenazas no identificadas utilizando el método ALPM y un análisis dinámico no lineal.

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - No se considera ninguna acción accidental específica
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

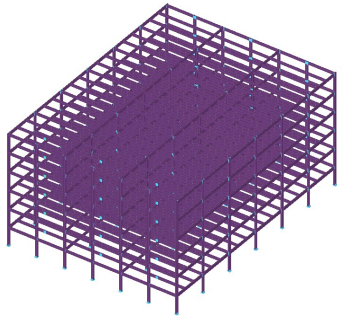
$$DL + 0.5 \times LL$$

- **ESCENARIOS DE PÉRDIDA DE PILAR**
  - Se consideran 7 posiciones de pérdida de pilar, ver figura
  - Todos los pilares están situados en la planta baja
- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
  - Modelo 3D
  - Software ELS (*Extreme Loading for Structure*)

Escenarios de pérdida de pilar



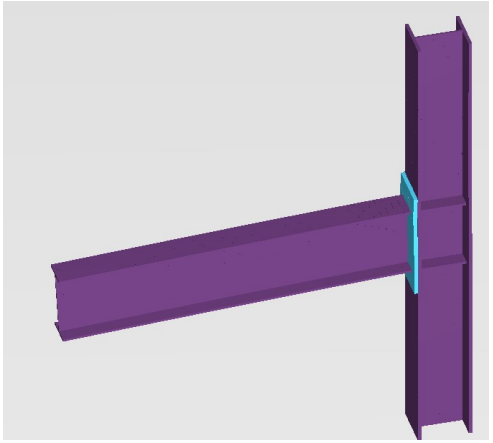
Vista del modelo 3D



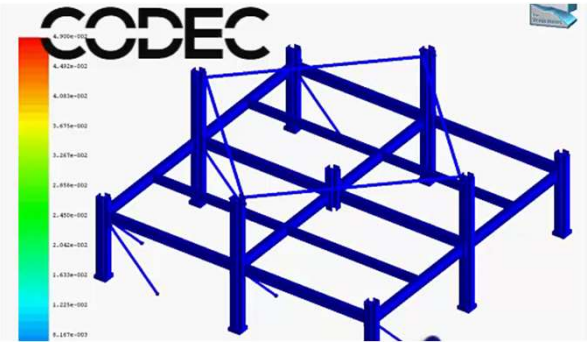
Los efectos dinámicos causados por la pérdida del pilar se consideran implícitamente a través del parámetro de duración de la supresión del pilar

CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

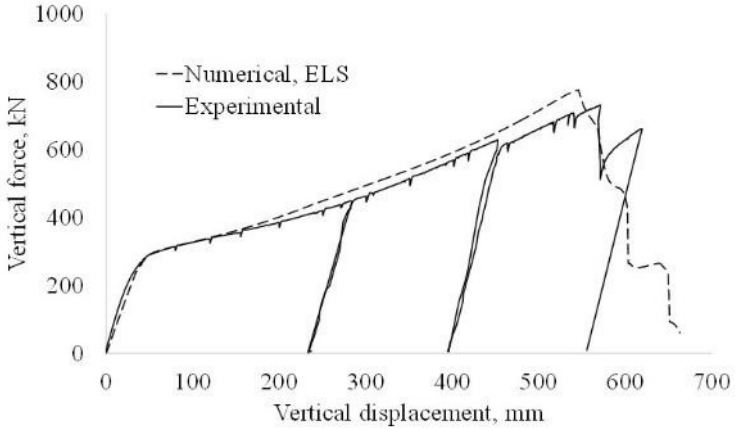
- **El modelo numérico se calibra mediante dos ensayos experimentales:**
  - **Proyecto CODEC:**
    - Ensayo de un pórtico 3D de acero ante la pérdida de un pilar
    - Relevante para la respuesta local de las conexiones y el comportamiento global (transición de la respuesta por flexión a la de catenaria, capacidad última)
  - **Proyecto Equaljoints:**
    - Ensayos monotónicos y cíclicos de uniones viga-pilar sísmicas
    - Relevante para la respuesta de uniones viga-pilar de gran tamaño de similar disposición
    - Nótese que las uniones se ensayaron únicamente a flexión



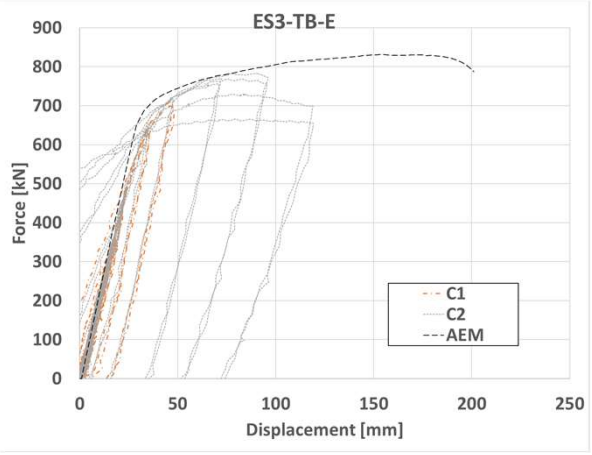
Configuración de la unión ensayada en Equaljoints



Modelo 3D ensayado en CODEC (mapa de colores de tensiones)



Curvas carga-desplazamiento, experimental vs. numérica (CODEC)

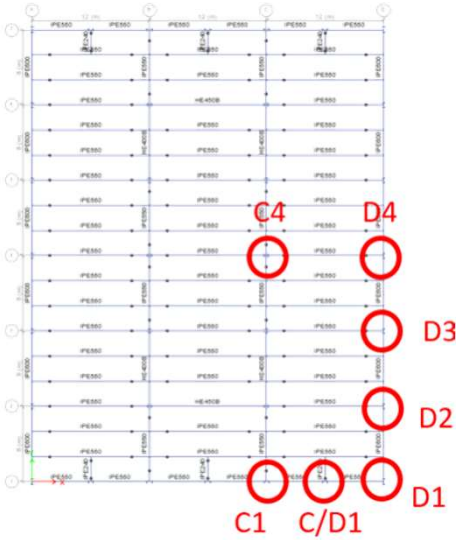


Curvas carga-desplazamiento, experimental vs. numérica (Equaljoints)

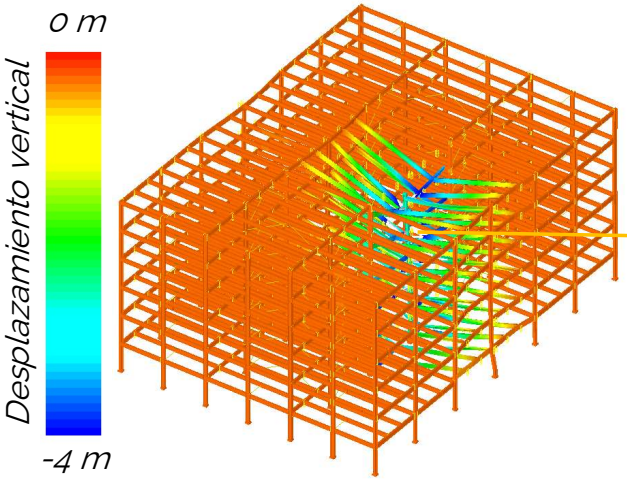
ANÁLISIS

- **1er paso:** Se asignan todas las cargas gravitatorias a los forjados utilizando un análisis estático.
- **2º paso:** La duración de la supresión del pilar es de 0.001 segundos.

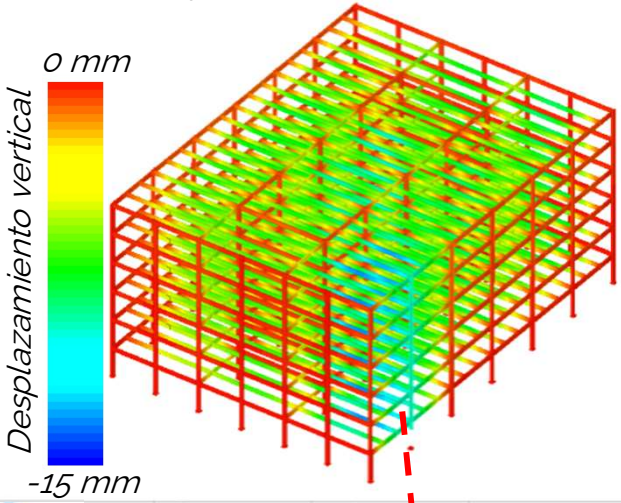
RESULTADOS

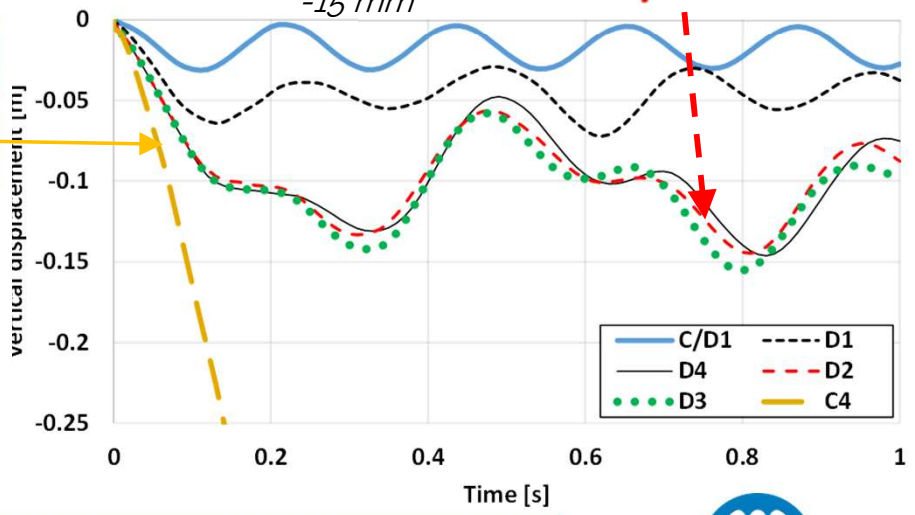


Eliminación del pilar C4 ➔ colapso progresivo en toda el área afectada



Para los casos D1, D1, D2, D3, D4 la estructura tiene la capacidad de resistir el colapso progresivo (se muestra la deformada para el escenario D2)





Los resultados presentados se han obtenido para las cargas gravitatorias de cálculo: $DL + 0.5 \times LL \quad (\lambda = 1)$.

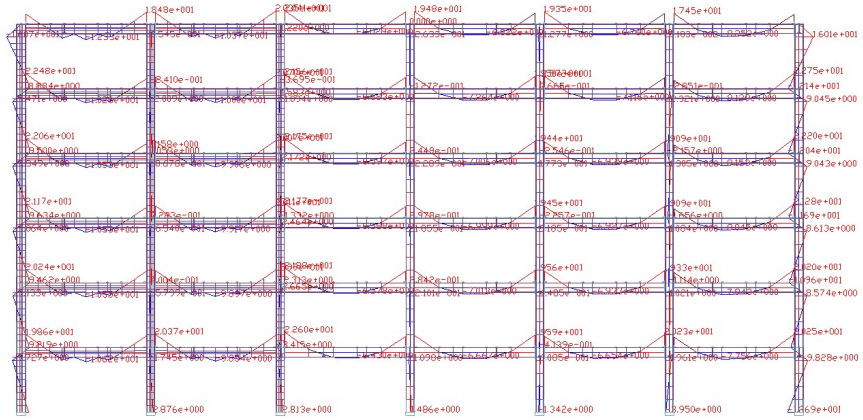


*Diagrama de momentos flectores **antes** de eliminar el pilar D2 [tf, m]*

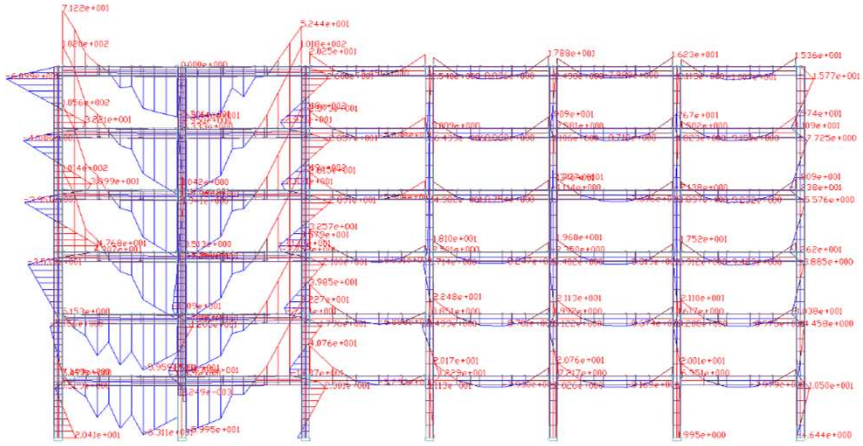
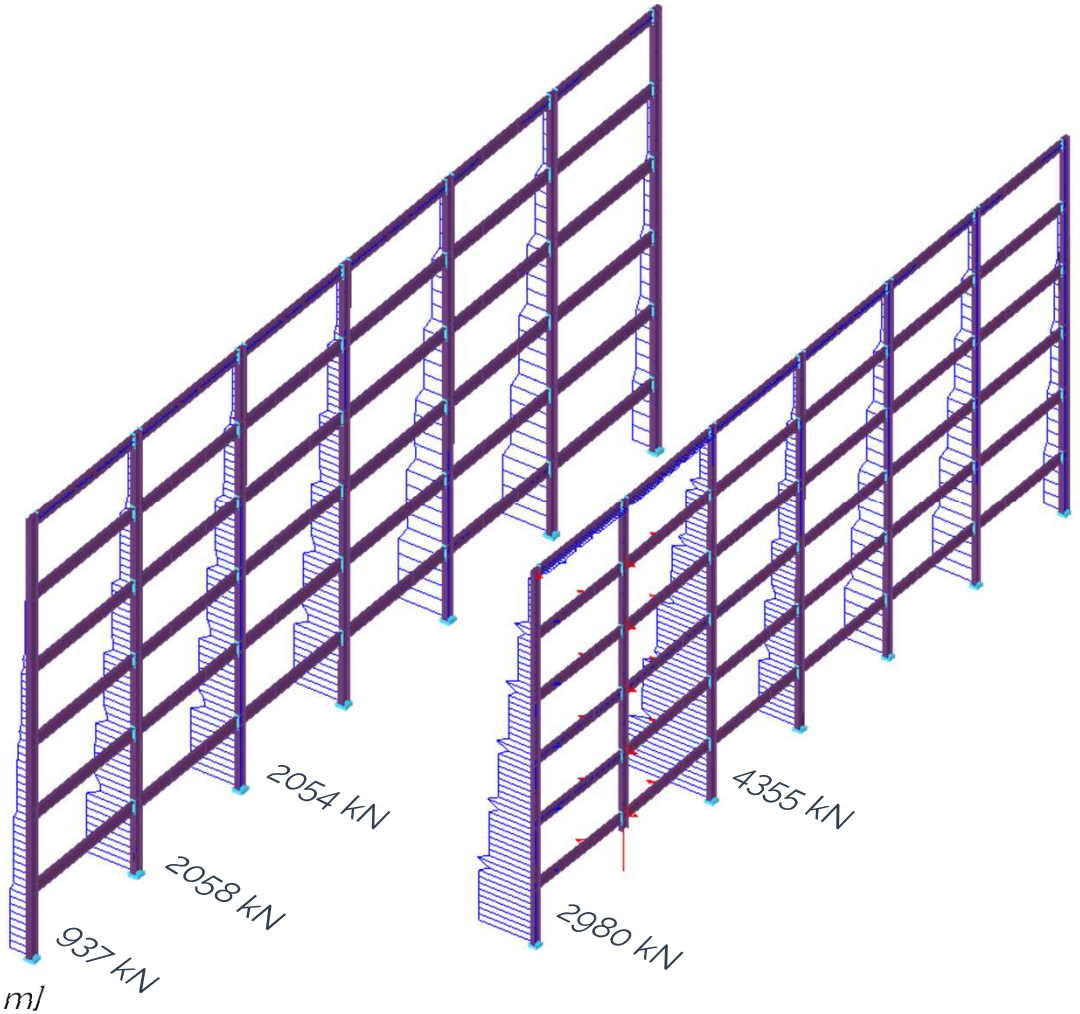


*Diagrama de momentos flectores **durante** la eliminación del pilar D2 [tf, m]*



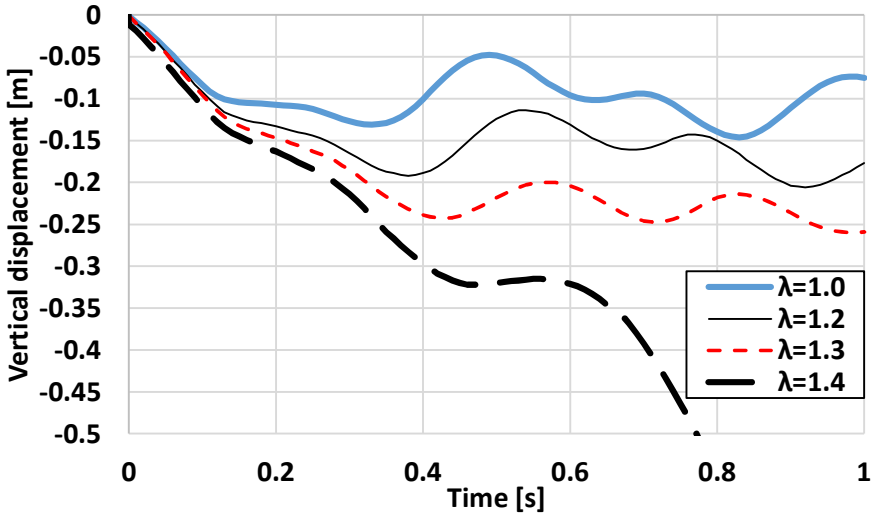
*Diagramas de esfuerzos axiles **antes y durante** la eliminación del pilar D2 [tf]*

Los resultados presentados se han obtenido para las cargas gravitatorias de cálculo: $DL + 0.5 \times LL \quad (\lambda = 1)$.

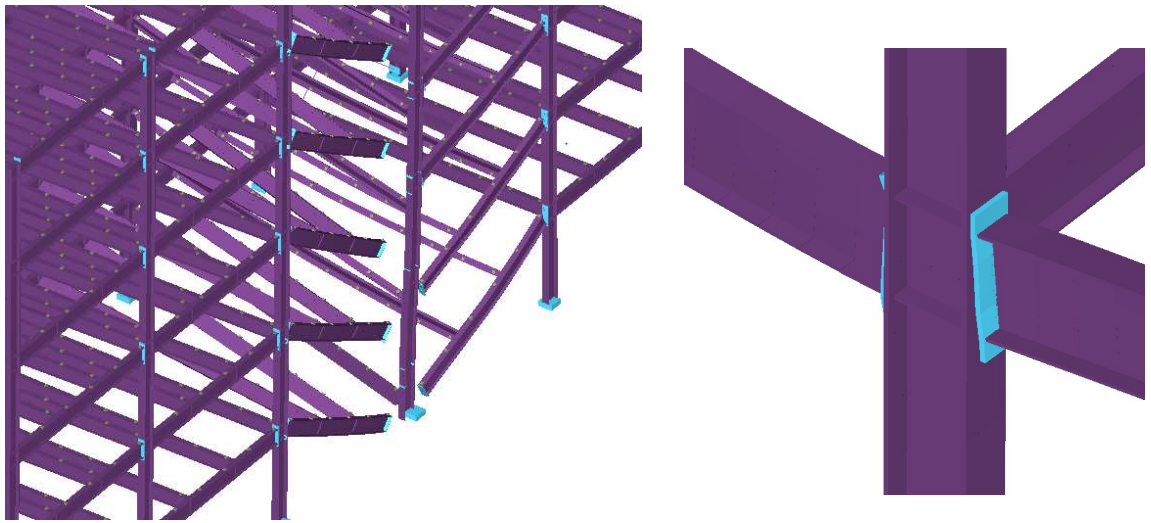
- Los resultados presentados se han obtenido para el nivel de cálculo de las cargas gravitatorias:

$$\mathrm{DL} + 0.5 \times \mathrm{LL} \qquad \text{(multiplicador de carga gravitatoria } \lambda = 1\text{)}$$

- Para evaluar la reserva de resistencia frente al colapso progresivo, se han incrementado las cargas gravitatorias a través del multiplicador de cargas λ hasta el fallo de la estructura
- Se ha repetido el análisis dinámico para diferentes valores del factor λ
- Se presentan los resultados para el escenario D4



Para el escenario D4 el colapso progresivo comienza en λ = 1.4 debido al fallo de las uniones viga-pilar de las vigas IPE600



El fallo de la unión viga-pilar desencadena el colapso progresivo (escenario D4, λ = 1.4)

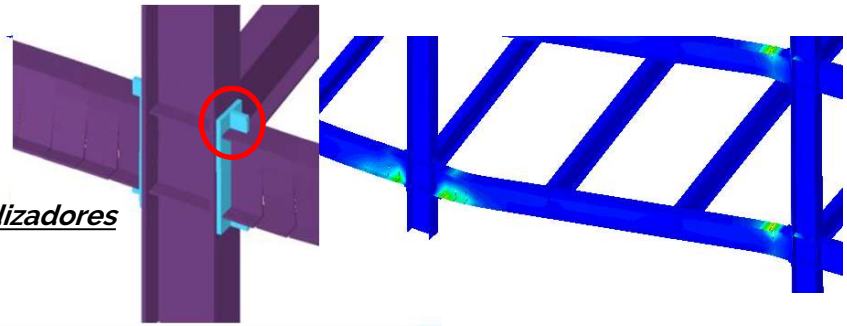
COMENTARIOS

- En el caso de la supresión del pilar C4, en el que todas las vigas adyacentes están articuladas, la estructura no es capaz de transferir las cargas por lo que colapsa progresivamente ➔ **debe rediseñarse la estructura**.
- Todos los demás escenarios resultan en una **respuesta segura de la estructura** (se desarrollan deformaciones plásticas, pero se evita el colapso progresivo).
- En presencia de cargas gravitatorias mayores, podría ocurrir el colapso progresivo – ver caso D4, λ = 1.4.

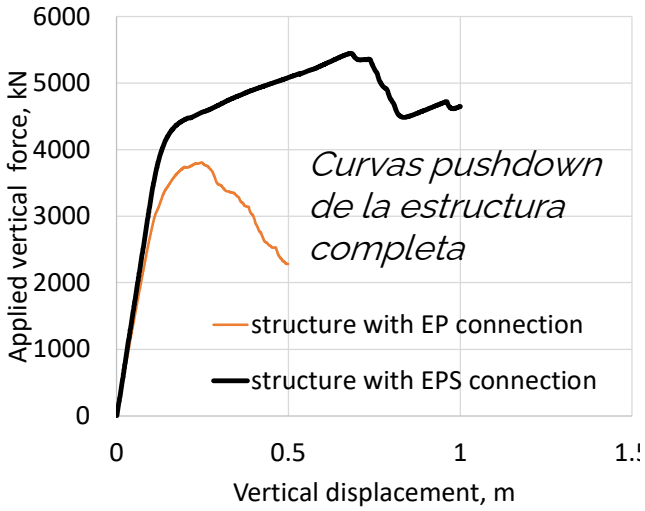
EL REDISEÑO puede realizarse siguiendo diferentes estrategias. La estrategia más eficiente se basa en la activación de los efectos de catenaria. Puesto que el punto débil es la capacidad de la unión viga-pilar ➔ estrategia de refuerzo: refuerzo de la conexión

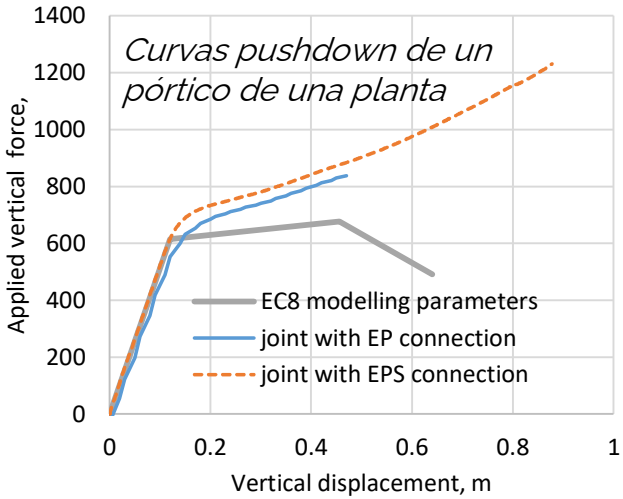
rigidizadores tanto en el lado superior como en el inferior de los extremos de las vigas.

Para comparar la eficiencia de la estrategia de rigidización, se lleva a cabo un análisis *pushdown* sobre la estructura con conexiones EP y sobre la estructura con conexiones rigidizadas (EPS).



Rigidizadores





CONCLUSIONES

- La pérdida de pilar afecta a un pórtico resistente a sismo:
  - Cuando la pérdida del pilar afecta a un pórtico resistente a sismo (i.e., pórtico perimetral), el daño se limita a la zona directamente afectada.
  - La estructura es capaz de sortear el pilar suprimido y de redistribuir las cargas (existen trayectorias alternativas para las cargas).
- La pérdida de pilar afecta a un pórtico no resistente a sismo (p.e., estructura interior con uniones articuladas en extremos de viga, B4 y C4):
  - Cuando el daño local afecta a la estructura interior con extremos de viga articulados (B4 y C4), el daño se propaga y el colapso progresivo se desencadena en toda el área afectada.
  - Las conexiones articuladas no pueden resistir las importantes demandas de esfuerzo axil resultantes de la pérdida del pilar.
  - Para limitar el daño y prevenir el colapso progresivo, las alternativas para reforzar las conexiones articuladas (las cuales podrían ser difíciles de conseguir) son:
    - utilizar conexiones resistentes a flexión en lugar de conexiones articuladas (rediseño);
    - aprovechar la acción mixta de la viga con la losa de hormigón;
    - proyectar los pilares como elementos clave (para prevenir su pérdida);
    - reducir o eliminar los peligros que puedan causar la pérdida de un pilar.

1. Introducción
2. Estructura de acero en zona no sísmica
3. Estructura mixta en zona no sísmica
4. Estructura de acero en zona sísmica
5. Estructura mixta en zona sísmica

5. ESTRUCTURA MIXTA EN ZONA SÍSMICA

- **Métodos de cálculo**
  - **Acciones identificadas**
    - **Impacto**
      - Método estático equivalente
      - Método dinámico simplificado
      - Método dinámico completo
  - **Acciones no identificadas**
    - **Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)**
      - Método prescriptivo (Método de atado)
      - Método numérico completo

SECCIONES TRANSV. – RATIOS DE UTILIZACIÓN

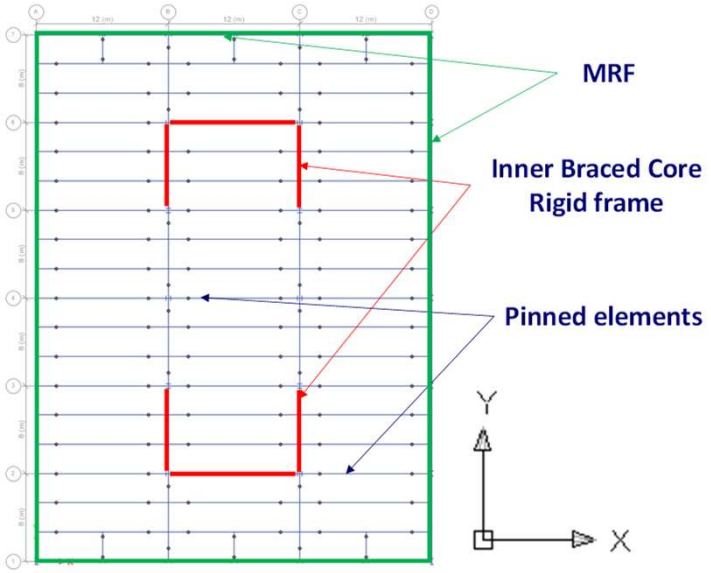
Pilares	Sección	Grado acero	UF
Pilares de esquina	HE550B	S355	0.48
Pilares perimetrales	HE500B	S355	0.71
Pilares núcleo interior	HD400X463	S355	0.95

Pilares de acero completamente conectados a una losa sólida de hormigón de 12 cm con **pernos Nelson** Ø=19 mm, h=100 mm /a 160 mm

Vigas	Dirección[1]	Planta	Sección	Grado acero	UF	
					Resistenc.	Flecha[2]
Vigas perimetrales	X	1-6	IPE550	S355	0.278	0.178
	Y	1-6	IPE600	S355	0.302	0.157
Vigas interiores	X	1-6	IPE550	S355	0.627	0.971
	Y	1-6	IPE550	S355	0.874	0.94
Vigas núcleo interior	X	1-3	[3]H800*	S420	0.936	-
		4-5	HEM800	S420	0.953	-
		6	HEM700	S420	0.789	-
	Y	1-3	HEM500	S420	0.859	-
		4-6	HEB500	S420	0.878	-

[1]Ver figura para la orientación de los ejes.
[2]Criterio de verificación de flechas: L/para vigas secundarias, L/350 para vigas principales.
[3]H800* es una sección compuesta, h=814 mm, b=380 mm, t_f=50 mm y t_w=30 mm.

Arriostramientos	Planta	Sección	Grado acero	UF
Dirección Y	1-3	HEA320	S355	0.41
	4	HEA260	S355	0.43
	5	HEA220	S355	0.46
	6	HEA200	S355	0.40
Dirección X	1-3	HEB340	S355	0.41
	4-5	HEA320	S355	0.39
	6	HEA260	S355	0.26



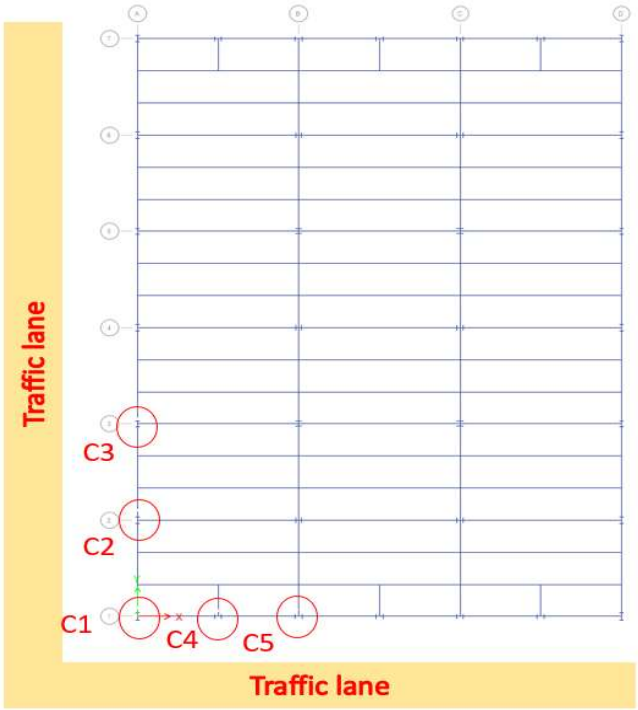
ACCIONES IDENTIFICADAS

Impacto

Método estático equivalente

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a impacto debido a la colisión de un vehículo utilizando el método estático equivalente.

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Acción debida al impacto A_{Ed}
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL** $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$
- **ESCENARIOS DE IMPACTO**
  - Incluyen los pilares perimetrales junto a los carriles de circulación
  - En el ejemplo se encuentran expuestas tanto la fachada larga (junto al carril de tráfico vertical) como la corta (junto al carril de tráfico horizontal).



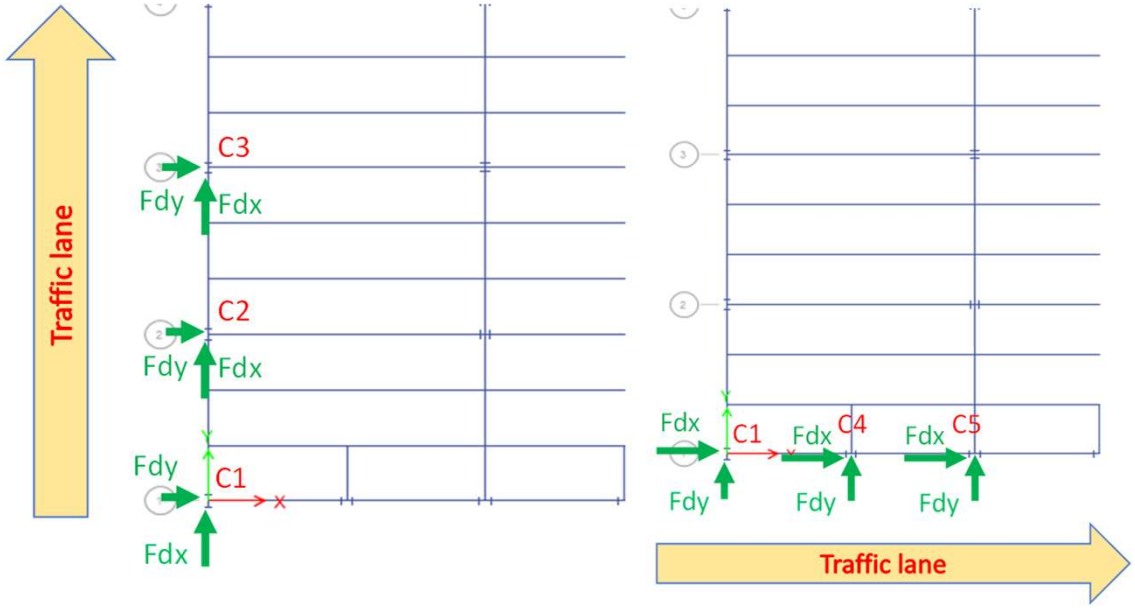
LAS FUERZAS DE IMPACTO

- Se calculan empleando los datos de la Tabla 4.1 de EN 1991-1-7 (2006), considerando el caso: *Autovías y vías nacionales principales.*

HIPÓTESIS PARA EL IMPACTO

- Pilares expuestos: primera planta (C1-C5)
- Altura del punto de impacto: 1.5 m
- Fuerzas de impacto (ver siguiente Tabla)

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
C1	1000	500
	500	100
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500
C5	1000	500



ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se lleva a cabo un **análisis lineal elástico** del modelo 3D completo utilizando el software SAP2000. Las secciones de los elementos son aquellas resultantes del diseño inicial (situaciones de proyecto persistente y sísmica).

RESULTADOS

Caso	Sección	Fuerza de impacto [kN]	Eje	Condiciones de apoyo	N [kN]	M [kNm]	UF [-]	Fuerza crítica de impacto** [kN]
C1	HEB550	1000	Fuerte	Empotr.	1048	670	0.478	2700
		500	Débil	Empotr.	1053	230	0.656	800
		500	Fuerte	Empotr.	*			
		1000	Débil	Empotr.	1074	625	1.313	-
C2	HEB500	1000	Fuerte	Empotr.	2218	677	0.899	1250
		500	Débil	Empotr.	2216	342	1.044	-
C3	HEB500	1000	Fuerte	Empotr.	2229	681	0.9	1250
		500	Débil	Empotr.	2238	342	1.048	-
C4	HEB500	1000	Fuerte	Empotr.	591	755	0.63	1300
		500	Débil	Empotr.	647	339	0.74	700
C5	HEB500	1000	Fuerte	Empotr.	1687	787	0.864	1800
		500	Débil	Empotr.	1696	340	0.954	550

* El escenario es menos crítico puesto que el pilar ya se ha verificado para la misma fuerza de impacto actuando en el eje débil de la sección.

** Fuerza de impacto que causa el fallo del pilar (UF=1).

- Seis de los nueve escenarios de impacto cumplen con el criterio de UF, resultando en un diseño adecuado.
- Tres de los nueve escenarios de impacto requieren mayores resistencias. No obstante, en lugar de reforzar los pilares (aumentando la sección transversal), pueden tomarse las siguientes medidas:
  - para mitigar el impacto, puede prevenirse o eliminarse el peligro,
  - aumentar el grado de acero para los pilares,
  - orientar los pilares para maximizar la resistencia frente a impacto,
  - utilizar un método de cálculo más avanzado.

ACCIONES IDENTIFICADAS

Impacto

Método dinámico simplificado

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a impacto debido a la colisión de un vehículo utilizando el método dinámico simplificado.

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecargas de uso LL
  - Acción debida al impacto A_{Ed}
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

  $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$
- **ESCENARIOS DE IMPACTO**

  Se detalla un único escenario, i.e., el pilar C1 (UF = 1.313), impacto según el eje débil, el cual resulta en el UF más alto de acuerdo con el cálculo realizado mediante el método estático equivalente.
- **HIPÓTESIS PARA EL IMPACTO**
  - Dirección del impacto: según el eje débil: **m=3.5 toneladas** (masa del vehículo); **v_r= 90 km/h** (velocidad del vehículo)
  - El pilar es un HEB500, acero S355, y tiene una altura de 4.0 m con las siguientes condiciones de contorno:
    - la base del pilar está empotrada,
    - la parte superior tiene todos los grados de libertad restringidos, excepto el desplazamiento vertical.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Se lleva a cabo un **análisis dinámico no lineal** de un único pilar (aislado del resto de la estructura) utilizando el software SAP2000.
- El análisis se realiza en dos pasos:
  - 1er paso: se aplica estáticamente la carga vertical nodal correspondiente a la parte superior del pilar, obtenida del análisis estático para la combinación accidental ($DL + 0.5 \times LL$), como un esfuerzo axil de compresión.
  - 2º paso: se aplica la fuerza de impacto transversalmente en la dirección del eje débil de la sección utilizando un análisis dinámico no lineal y un método de impacto duro:

$$F = v_r\sqrt{k \cdot m} \qquad \Delta t = \sqrt{m/k}$$

- v_r – velocidad de impacto
- m – masa del objeto que colisiona
- k – rigidez del objeto que colisiona

- v_r= 90 km/h = 25 [m/s]
- m = 3500 kg
- K= 300 [kN/m] = 300000 [N/m]

➔ $F = v_r\sqrt{k \cdot m} = 25\sqrt{300000 \cdot 3500} = 810\ kN$

- En el análisis dinámico la carga se aplica utilizando una función rampa con un crecimiento instantáneo y una duración de Δt = 0.07 s.
- La duración total del análisis dinámico es de un segundo (más larga que la duración de la función rampa Δt) para evaluar si el pilar permanece estable después de que la función rampa finalice.
- El comportamiento no lineal se modeliza utilizando rótulas plásticas en cada extremo del pilar y en el punto de impacto (interacción tipo P-M2-M3). Las rótulas plásticas se modelizan utilizando fibras.

- El efecto de la velocidad de la fuerza de impacto se considera utilizando un factor de incremento dinámico DIF (efecto de velocidad de deformación) para la resistencia del material.
- La formulación del DIF para aceros laminados en caliente con límites elásticos de hasta 420 N/mm² puede expresarse de acuerdo con el método (CEB 1988).

$$\mathrm{DIF} = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

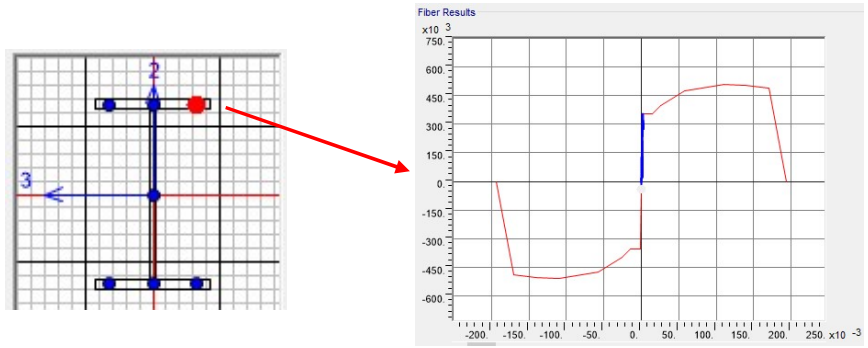
$$\mathrm{DIF} = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} ln \frac{\dot{\varepsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

- La velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}$) se obtiene de un procedimiento iterativo:
  - 1^{era} iteración, la ratio entre la deformación específica y el tiempo hasta el instante de plastificación se calcula a partir de los resultados del análisis.
  - Después, se realiza de nuevo el análisis con las propiedades del material afectadas por el DIF, seguido de un recálculo del DIF.
  - Cuando el nuevo DIF ≈ DIF de la iteración anterior ➔ no se requieren nuevas iteraciones.

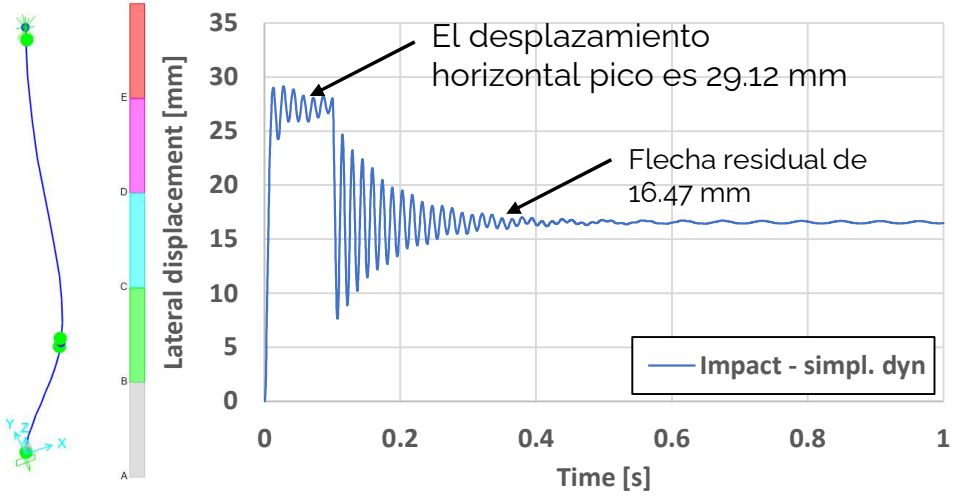
$$\mathrm{DIF\ (para\ f_y)} = 1.118$$

RESULTADOS

- El pilar puede soportar la carga del impacto, pero con incipientes deformaciones plásticas:
  - en el punto de impacto = 0.054% deformación normal
  - en el extremo inferior = 0.073% deformación normal
  - en el extremo superior del pilar = 0.036%.



Definición de fibras (izquierda) y deformaciones máximas desarrolladas en la sección transversal (derecha)



Deformada del pilar (izquierda) y desplazamiento lateral vs. tiempo (derecha)

CONCLUSIONES

- De acuerdo con el diagrama de flujo, el resultado del recuadro B.6 para este ejemplo es el recuadro de fin del proceso de diseño, puesto que se cumplen todos los requisitos (i.e., el daño no es crítico).

ACCIONES IDENTIFICADAS

Impacto

Método dinámico completo

Este ejemplo ilustra el cálculo frente a impacto debido a la colisión de un vehículo utilizando el método dinámico completo.

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - Acción debida al impacto A_{Ed}
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

  $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$
- **ESCENARIOS DE IMPACTO**

  Se detalla un único escenario, i.e., el pilar C1 (UF = 1.313), impacto según el eje débil, el cual resulta en el UF más alto de acuerdo con el cálculo realizado mediante el método estático equivalente.
- **HIPÓTESIS PARA EL IMPACTO**

  Dirección del impacto: según el eje débil: m=3.5 toneladas (masa del vehículo); vr= 90 km/h (velocidad del vehículo).
- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

  Para analizar un comportamiento estructural tan complejo (la colisión de un objeto seguida de la separación de elementos y posible colapso), se ha modelizado explícitamente el impacto del vehículo. Se ha llevado a cabo un análisis dinámico no lineal del modelo completo tridimensional utilizando el **software ELS**.

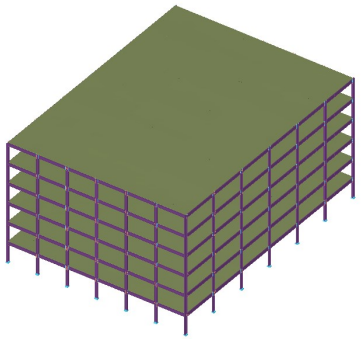
MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS

ELS utiliza un algoritmo de cálculo basado en AEM (Applied Element Method) y permite tanto la detección automática como el cálculo de la plastificación, endurecimiento, fallo de materiales, separación de elementos, contacto en impacto, inestabilidades y capacidades postcríticas, propagación de fisuras, acción de membrana y efectos P-Δ.

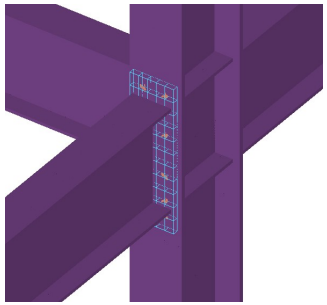
Para los efectos inerciales, se han asignado las cargas permanentes y las sobrecargas de uso sobre los forjados como masas agrupadas.

El análisis se realiza en dos pasos:

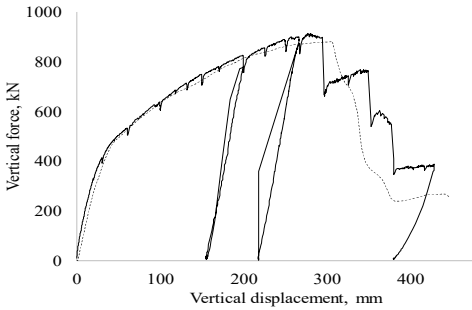
- **1er paso:** se aplican las cargas permanentes y la sobrecarga de uso sobre la estructura en un análisis estático no lineal.
- **2º paso**: el cuerpo colisiona con el pilar C2 en un análisis dinámico no lineal.



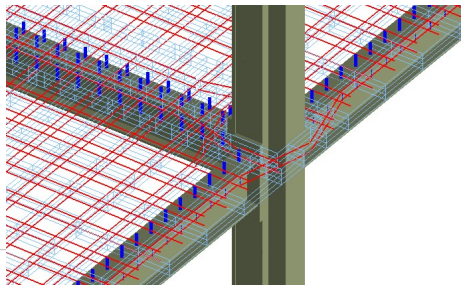
Vista general del modelo estructural CS/S



Detalle de una conexión



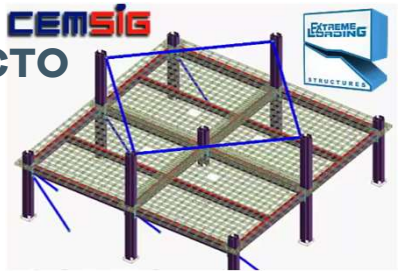
Curvas de calibración



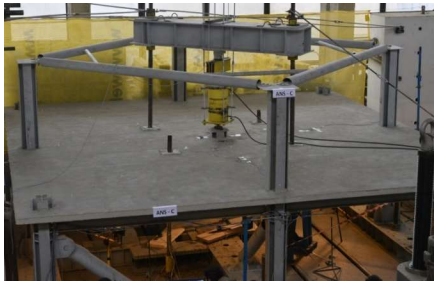
Modelo de la losa

HIPÓTESIS DEL MODELO PARA IMPACTO

El objeto en colisión (i.e., el vehículo) se desplaza sólo en el plano horizontal, a una altura de 1.5 m, y tiene una masa de 3.5 toneladas. La velocidad inicial del objeto es de 25 m/s.



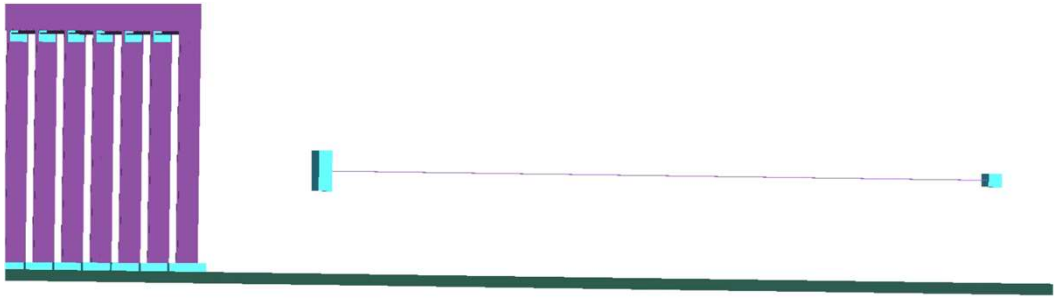
Modelo calibrado



Espécimen ensayado antes y después del hormigonado de la losa

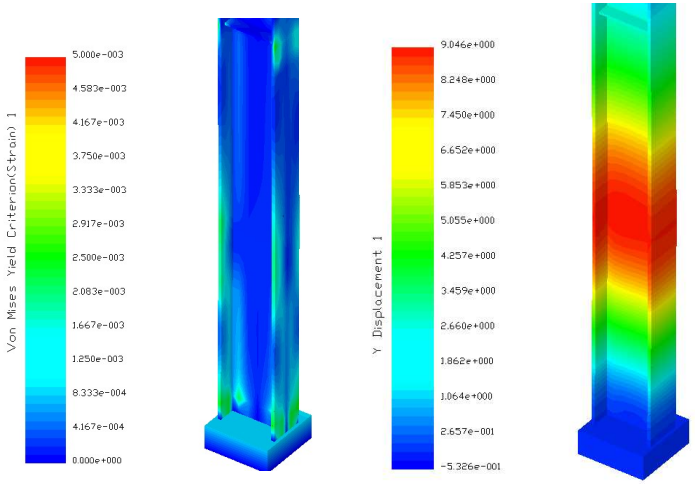
HIPÓTESIS DEL MODELO PARA IMPACTO

El objeto en colisión (vehículo) está compuesto por una chapa de contacto, una chapa con masa asignada y resortes axiales entre ambas. La altura de la zona de contacto entre el vehículo y el pilar se considera igual a 0.6 m. Se considera una rigidez de 300 kN/m mediante resortes elásticos.

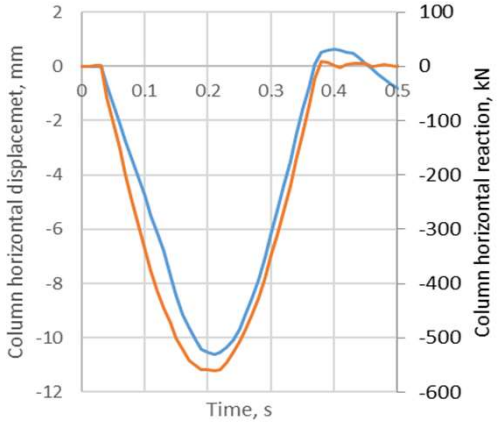


RESULTADOS

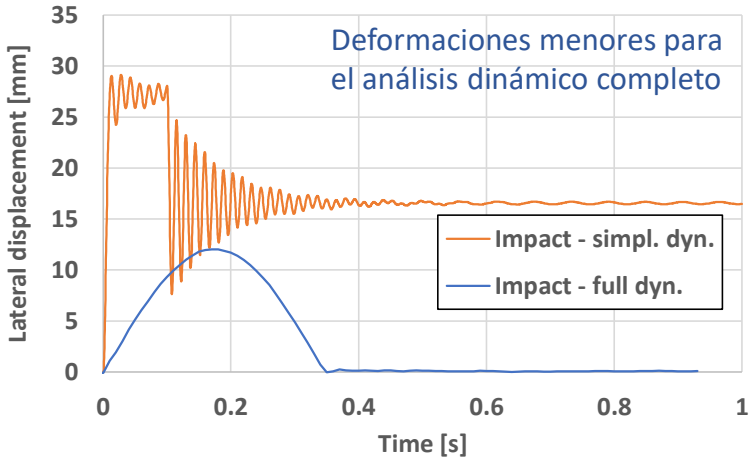
Se obtienen deformaciones plásticas limitadas en el pilar impactado, con una flecha lateral de 10.6 mm.



Tensiones y desplazamientos



Reacción horizontal en la base (naranja) y desplazamiento horizontal en el punto de impacto (azul)



Comparación de resultados para diferentes métodos dinámicos

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método prescriptivo – Método de atado

Este ejemplo ilustra la aplicación del método de atado para vigas y sus conexiones (atado horizontal).

- **ACCIONES CONSIDERADAS PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - No se considera ninguna acción accidental específica

Separación entre elementos de atado (vigas principales)	$s = 12\ m$	Longitud del elemento de atado	$L = 8\ m$

Carga de atado para elementos interiores → $T_i = max[0.8(g_k + \Psi . q_k)s.L;\ 75\ kN] = max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8;\ 75\ kN] = 499.2\ kN$

La resistencia de la conexión de la viga principal es la suma de la fuerza de tracción transferida a través de los tornillos y la fuerza de tracción transferida a través del refuerzo longitudinal situado en el ancho eficaz de la losa de hormigón armado.

$N_u = 392\ kN + 73kN = 465\ < T_i = 499.2\ kN$ → **ES NECESARIO REDISEÑAR LA CONEXIÓN**

Por lo tanto, se disponen 3 filas de tornillos M20 10.9 en lugar de 2

$N_u^* = 661\ kN > T_i = 499.2\ kN$, UF = 0.76

Todas las vigas principales internas articuladas y sus conexiones cumplen con la verificación frente a las cargas de atado con unas modificaciones mínimas en su diseño.

CONCLUSIONES: el diseño para cargas gravitatorias puede ser insuficiente para las fuerzas de atado requeridas en casos de áreas tributarias grandes.

ACCIONES NO IDENTIFICADAS

Métodos de trayectoria alternativa de cargas (ALPM)

Método numérico completo

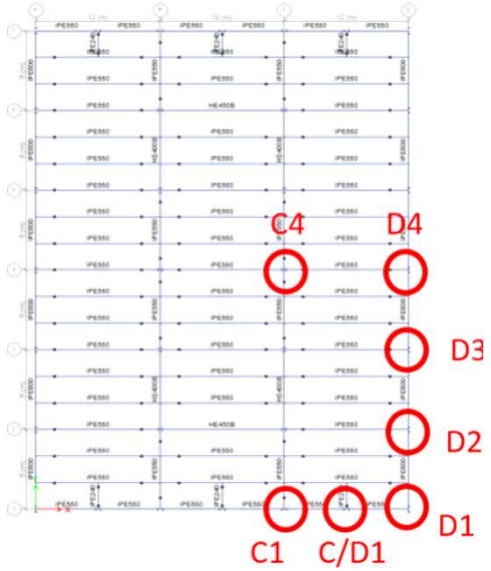
Este ejemplo ilustra el cálculo frente a amenazas no identificadas utilizando el ALPM y un análisis dinámico no lineal.

- **ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**
  - Cargas permanentes DL
  - Sobrecarga de uso LL
  - No se considera ninguna acción accidental específica
- **COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SITUACIÓN DE PROYECTO ACCIDENTAL**

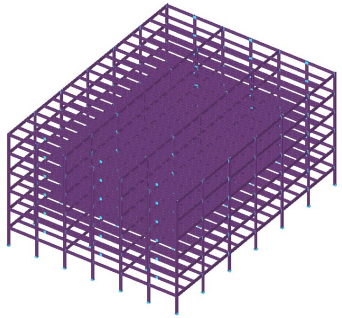
$$DL + 0.5 \times LL$$

- **ESCENARIOS DE PÉRDIDA DE PILAR**
  - Se consideran 7 posiciones de pérdida de pilar, ver figura
  - Todos los pilares se sitúan en la planta baja
- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
  - Modelo 3D
  - Software ELS (*Extreme Loading for Structure*)

Escenarios de pérdida de pilar



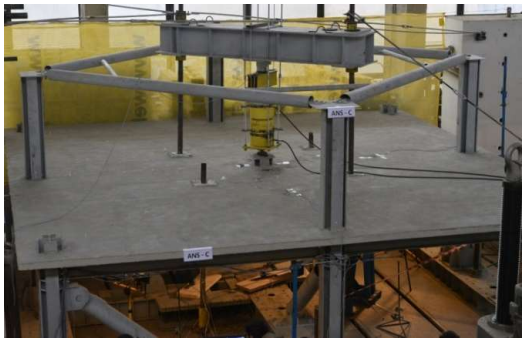
Vista del modelo 3D



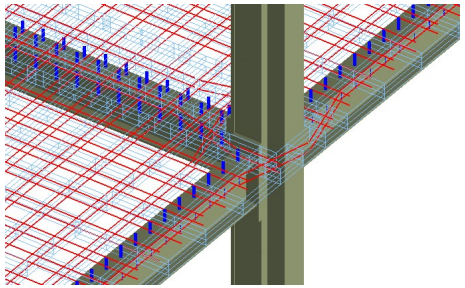
Los efectos dinámicos causados por la pérdida del pilar se consideran implícitamente a través del parámetro de duración de la supresión del pilar

CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

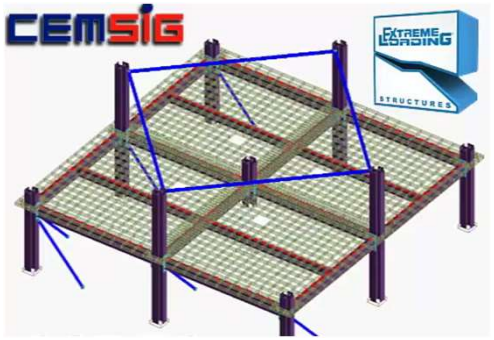
- El modelo se ha calibrado utilizando resultados experimentales obtenidos en el proyecto CODEC.
- Ensayo de un sistema 3D con pilares de acero y vigas mixtas hormigón-acero ante la pérdida de un pilar.
- El ensayo es relevante para la respuesta local de las conexiones y el comportamiento global (transición de la respuesta por flexión a la de catenaria, capacidad última) una vez se elimina el pilar.



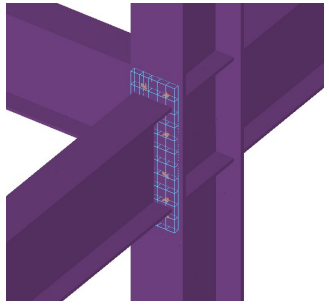
Espécimen ensayado antes y después del hormigonado de la losa



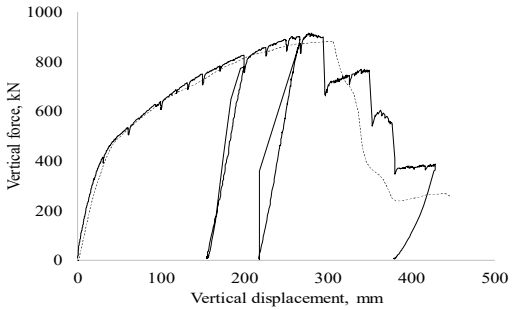
Modelo de la losa



Modelo 3D ensayado en CODEC – modo de fallo



Detalle de una conexión



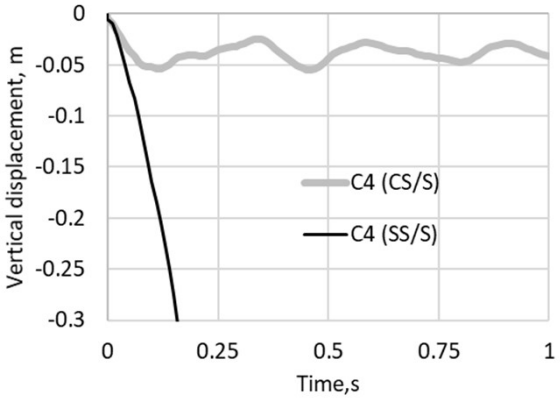
Curvas carga-desplazamiento, numérica vs experimental

ANÁLISIS

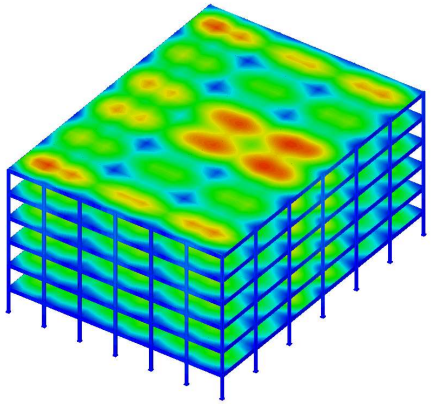
- **1er paso:** Se asignan todas las cargas gravitatorias a los forjados utilizando un análisis estático.
- **2º paso:** La duración de la supresión del pilar es de 0.001 segundos – análisis dinámico no lineal.

RESULTADOS

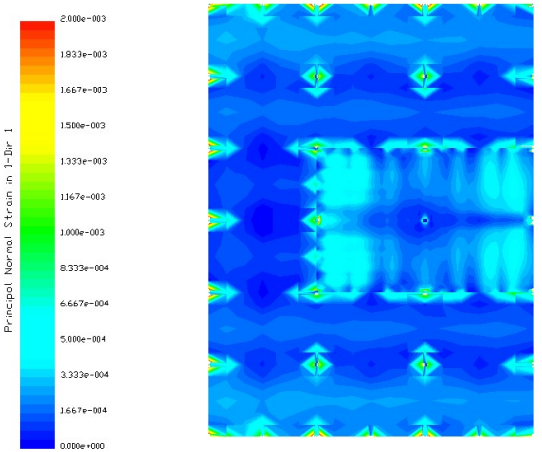
- Se comparan los resultados con los obtenidos para la estructura SS/S.
- Los resultados del análisis dinámico no lineal muestran que la estructura CS/S es capaz de resistir el colapso progresivo para todos los escenarios de supresión de pilar, **incluyendo el escenario C4** (crítico para la estructura SS/S)



Carga vertical vs. desplazamiento vertical, CS/S vs. SS/S



Deformada de la estructura



Planta del 1er piso con las deformaciones en la losa de hormigón (lado inferior)

CONCLUSIONES

- La interacción acero-hormigón proporciona una capacidad adicional para resistir la pérdida de un pilar.
- Esta interacción es especialmente beneficiosa para los pórticos con extremos de viga articulados.

Ejemplos de cálculo

Barcelona 19/05/22

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci! Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci! Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Esther Real, Itsaso Arrayago

esther.real@upc.edu

itsaso.arrayago@upc.edu

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore

Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO MORE

UPC