UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
DE MADRID

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Modelos de elementos finitos explícitos
para explosiones en estructuras
reticuladas de hormigón armado.
Aplicaciones al estudio del colapso de
edificios.

Tesis Doctoral

Mario Bermejo Castro
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2015

**DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS
CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID**

**Modelos de elementos finitos explícitos
para explosiones en estructuras
reticuladas de hormigón armado.
Aplicaciones al estudio del colapso de
edificios.**

TESIS DOCTORAL

MARIO BERMEJO CASTRO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTORES

JOSÉ MARÍA GOICOLEA RUIGÓMEZ
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ANASTASIO P. SANTOS YANGUAS
Doctor Ingeniero de Minas

2015

Madrid, 2015

Correo: mario.bermejo@upm.es, mario@mariobermejo.es

Copyright © MMXV, Mario Bermejo Castro

Tribunal nombrado por el Magfco. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 20....

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Secretario:

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día de de 20.... en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Calificación:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

Resumen

La frecuencia con la que se producen explosiones sobre edificios, ya sean accidentales o intencionadas, es reducida, pero sus efectos pueden ser catastróficos. Es deseable poder predecir de forma suficientemente precisa las consecuencias de estas acciones dinámicas sobre edificaciones civiles, entre las cuales las estructuras reticuladas de hormigón armado son una tipología habitual.

En esta tesis doctoral se exploran distintas opciones prácticas para el modelado y cálculo numérico por ordenador de estructuras de hormigón armado sometidas a explosiones. Se emplean modelos numéricos de elementos finitos con integración explícita en el tiempo, que demuestran su capacidad efectiva para simular los fenómenos físicos y estructurales de dinámica rápida y altamente no lineales que suceden, pudiendo predecir los daños ocasionados tanto por la propia explosión como por el posible colapso progresivo de la estructura.

El trabajo se ha llevado a cabo empleando el código comercial de elementos finitos LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)), desarrollando en el mismo distintos tipos de modelos de cálculo que se pueden clasificar en dos tipos principales: 1) modelos basados en elementos finitos de continuo, en los que se discretiza directamente el medio continuo mediante grados de libertad nodales de desplazamientos; 2) modelos basados en elementos finitos estructurales, mediante vigas y láminas, que incluyen hipótesis cinemáticas para elementos lineales o superficiales.

Estos modelos se desarrollan y discuten a varios niveles distintos: 1) a nivel del comportamiento de los materiales, 2) a nivel de la respuesta de elementos estructurales tales como columnas, vigas o losas, y 3) a nivel de la respuesta de edificios completos o de partes significativas de los mismos.

Se desarrollan modelos de elementos finitos de continuo 3D muy detallados que modelizan el hormigón en masa y el acero de armado de forma segregada. El hormigón se representa con un modelo constitutivo del hormigón *CSCM* ([Murray et al., 2007](#)), que tiene un comportamiento inelástico, con diferente respuesta a tracción y compresión, endurecimiento, daño por fisuración y compresión, y rotura. El acero se representa con un modelo constitutivo elastoplástico bilineal con rotura. Se modeliza la geometría precisa del hormigón mediante elementos finitos de continuo 3D y cada una de las barras de armado mediante elementos finitos tipo viga, con su posición exacta dentro de la masa de hormigón. La malla del modelo se construye mediante la superposición de los elementos de continuo de hormigón y los elementos tipo

viga de las armaduras segregadas, que son obligadas a seguir la deformación del sólido en cada punto mediante un algoritmo de penalización, simulando así el comportamiento del hormigón armado. En este trabajo se denominarán a estos modelos simplificadamente como modelos de EF de continuo.

Con estos modelos de EF de continuo se analiza la respuesta estructural de elementos constructivos (columnas, losas y pórticos) frente a acciones explosivas. Asimismo se han comparado con resultados experimentales, de ensayos sobre vigas y losas con distintas cargas de explosivo, verificándose una coincidencia aceptable y permitiendo una calibración de los parámetros de cálculo.

Sin embargo estos modelos tan detallados no son recomendables para analizar edificios completos, ya que el elevado número de elementos finitos que serían necesarios eleva su coste computacional hasta hacerlos inviables para los recursos de cálculo actuales.

Adicionalmente, se desarrollan modelos de elementos finitos estructurales (vigas y láminas) que, con un coste computacional reducido, son capaces de reproducir el comportamiento global de la estructura con una precisión similar. Se modelizan igualmente el hormigón en masa y el acero de armado de forma segregada. El hormigón se representa con el modelo constitutivo del hormigón *EC2* (Hallquist et al., 2013), que también presenta un comportamiento inelástico, con diferente respuesta a tracción y compresión, endurecimiento, daño por fisuración y compresión, y rotura, y se usa en elementos finitos tipo lámina. El acero se representa de nuevo con un modelo constitutivo elastoplástico bilineal con rotura, usando elementos finitos tipo viga. Se modeliza una geometría equivalente del hormigón y del armado, y se tiene en cuenta la posición relativa del acero dentro de la masa de hormigón. Las mallas de ambos se unen mediante nodos comunes, produciendo una respuesta conjunta. En este trabajo se denominarán a estos modelos simplificadamente como modelos de EF estructurales.

Con estos modelos de EF estructurales se simulan los mismos elementos constructivos que con los modelos de EF de continuo, y comparando sus respuestas estructurales frente a explosión se realiza la calibración de los primeros, de forma que se obtiene un comportamiento estructural similar con un coste computacional reducido.

Se comprueba que estos mismos modelos, tanto los modelos de EF de continuo como los modelos de EF estructurales, son precisos también para el análisis del fenómeno de colapso progresivo en una estructura, y que se pueden utilizar para el estudio simultáneo de los daños de una explosión y el posterior colapso. Para ello se incluyen formulaciones que permiten considerar las fuerzas debidas al peso propio, sobrecargas y los contactos de unas partes de la estructura sobre otras.

Se validan ambos modelos con un ensayo a escala real en el que un módulo con seis columnas y dos plantas colapsa al eliminar una de sus columnas. El coste computacional del modelo de EF de continuo para la simulación de este ensayo es mucho mayor que el del modelo de EF estructurales, lo cual hace inviable su aplicación en edificios completos, mientras que el modelo de EF estructurales presenta una respuesta global suficientemente precisa con un coste asumible.

Por último se utilizan los modelos de EF estructurales para analizar explosiones sobre edificios de varias plantas, y se simulan dos escenarios con cargas explosivas para un edificio completo, con un coste computacional moderado.

Abstract

The frequency of explosions on buildings whether they are intended or accidental is small, but they can have catastrophic effects. Being able to predict in an accurate enough manner the consequences of these dynamic actions on civil buildings, among which frame-type reinforced concrete buildings are a frequent typology is desirable.

In this doctoral thesis different practical options for the modeling and computer assisted numerical calculation of reinforced concrete structures submitted to explosions are explored. Numerical finite elements models with explicit time-based integration are employed, demonstrating their effective capacity in the simulation of the occurring fast dynamic and highly non-linear physical and structural phenomena, allowing to predict the damage caused by the explosion itself as well as by the possible progressive collapse of the structure.

The work has been carried out with the commercial finite elements code LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)), developing several types of calculation model classified in two main types: 1) Models based in continuum finite elements in which the continuous medium is discretized directly by means of nodal displacement degrees of freedom; 2) Models based on structural finite elements, with beams and shells, including kinematic hypothesis for linear and superficial elements. These models are developed and discussed at different levels: 1) material behaviour, 2) response of structural elements such as columns, beams and slabs, and 3) response of complete buildings or significative parts of them.

Very detailed 3D continuum finite element models are developed, modeling mass concrete and reinforcement steel in a segregated manner. Concrete is represented with a constitutive concrete model CSCM ([Murray et al., 2007](#)), that has an inelastic behaviour, with different tension and compression response, hardening, cracking and compression damage and failure. The steel is represented with an elastic-plastic bilinear model with failure. The actual geometry of the concrete is modeled with 3D continuum finite elements and every and each of the reinforcing bars with beam-type finite elements, with their exact position in the concrete mass. The mesh of the model is generated by the superposition of the concrete continuum elements and the beam-type elements of the segregated reinforcement, which are made to follow the deformation of the solid in each point by means of a penalty algorithm, reproducing the behaviour of reinforced concrete. In this work these models will be called continuum FE models as a simplification.

With these continuum FE models the response of construction elements (columns, slabs and frames) under explosive actions are analysed. They have also been compared with experimental results of tests on beams and slabs with various explosive charges, verifying an acceptable coincidence and allowing a calibration of the calculation parameters.

These detailed models are however not advised for the analysis of complete buildings, as the high number of finite elements necessary raises its computational cost, making them unreliable for the current calculation resources.

In addition to that, structural finite elements (beams and shells) models are developed, which, while having a reduced computational cost, are able to reproduce the global behaviour of the structure with a similar accuracy. Mass concrete and reinforcing steel are also modeled segregated. Concrete is represented with the concrete constitutive model EC2 ([Hallquist et al., 2013](#)), which also presents an inelastic behaviour, with a different tension and compression response, hardening, compression and cracking damage and failure, and is used in shell-type finite elements. Steel is represented once again with an elastic-plastic bilinear with failure constitutive model, using beam-type finite elements. An equivalent geometry of the concrete and the steel is modeled, considering the relative position of the steel inside the concrete mass. The meshes of both sets of elements are bound with common nodes, therefore producing a joint response. These models will be called structural FE models as a simplification.

With these structural FE models the same construction elements as with the continuum FE models are simulated, and by comparing their response under explosive actions a calibration of the former is carried out, resulting in a similar response with a reduced computational cost.

It is verified that both the continuum FE models and the structural FE models are also accurate for the analysis of the phenomenon of progressive collapse of a structure, and that they can be employed for the simultaneous study of an explosion damage and the resulting collapse.

Both models are validated with an experimental full-scale test in which a six column, two floors module collapses after the removal of one of its columns. The computational cost of the continuum FE model for the simulation of this test is a lot higher than that of the structural FE model, making it non-viable for its application to full buildings, while the structural FE model presents a global response accurate enough with an admissible cost.

Finally, structural FE models are used to analyze explosions on several story buildings, and two scenarios are simulated with explosive charges for a full building, with a moderate computational cost.

Agradecimientos

Mi sincero agradecimiento y reconocimiento a José María Goicolea y Tasio Santos, mis directores de tesis, por su confianza en mí para llevar adelante este trabajo y de los que tanto he aprendido. A José María, quien me inició y me ha guiado en el camino de la investigación, por su ejemplo de excelencia y dedicación. Y a Tasio, que tanto me ha ayudado en el desarrollo de esta tesis, por mostrarme en su persona la mejor faceta de la universidad. Muchas gracias a los dos por el aprecio que siempre me habéis mostrado.

Quiero reconocer el soporte económico de la Universidad Politécnica de Madrid, por la beca que me concedió para la realización de mi doctorado y mi actual puesto como profesor Ayudante. También al proyecto «Simulación de cargas y estudio de mejoras de diseño para hacer frente a cargas explosivas en estructuras de hormigón», en el que participé a través de la Universidad Politécnica de Madrid junto a FHECOR Ingenieros Consultores, y con el que me inicié en el campo de las acciones explosivas sobre estructuras. Del mismo modo al proyecto SEGTRANS «Investigación, Desarrollo y Demostración de Innovadores Sistemas de Mejora de la Seguridad Integral en Terminales de Transporte», financiado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial, en el marco del cual se realizaron los experimentos de este trabajo, y al Instituto Tecnológico «La Marañosa» perteneciente al Ministerio de Defensa de España donde se efectuaron.

Doy las gracias a todos los miembros del Grupo de Mecánica Computacional y de la Cátedra de Mecánica de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, Felipe, Juanjo, Juan Carlos, Francisco, Antonio, José María, Javier, Sergio y Yolanda, por su ayuda, apoyo y sabios consejos, y a todos los compañeros de doctorado con los que allí coincidí y con los que tantas horas de trabajo he compartido, Alfredo, César, Javier, Khanh, Pablo y Teresa.

También quiero dar las gracias a los profesores y personal de la Escuela de Minas y Energía, a Joaquín, Félix, José María, Manolo, Cristina, Paqui y tantos otros, con un especial reconocimiento y agradecimiento al Grupo de Investigación de Ingeniería de Georrecursos y Modelización, en concreto a José Ángel, Lina, Pablo, Ricardo y Nacho, por su magnífico trabajo en la experimentación mostrada en esta tesis.

A nivel personal quiero expresar mi gratitud a todos los que me han dado su apoyo durante estos años, a los compañeros de la E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos, Jaime, Martín, Álvaro, Antonio y Juan, Andrea, Isa y Carlos, Cristina, Mario y Esther, Nacho y Álvaro, y a todos los compañeros de las Asociaciones de Estudiantes y Delegación de Alumnos de Caminos, a los cuales me resulta imposible citar aquí. Especialmente a Daniel, excelente compañero, mejor persona e inmejorable amigo.

A los amigos de siempre, Roberto, Santiago, May, Nacho, María, Miguel, Eduardo, y más que a ninguno a Elena.

Por último, a mi familia, a mi padre Francisco, a mis hermanos Javier y Raúl, y más que a nadie a mi madre Ángela, a la que jamás podré agradecer suficiente su sacrificio y dedicación.

Índice general

Resumen	VII
Abstract	XI
Agradecimientos	XIII
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Alcance	5
2. Estado del arte	7
2.1. Antecedentes	7
2.2. Fenómenos y modelos físicos	10
2.2.1. Formulación matemática de modelos físicos	10
2.2.2. Propiedades mecánicas de los materiales	10
2.2.3. Propagación de ondas de presión	16
2.2.4. Onda explosiva	18
2.3. Modelos de cálculo	23
2.3.1. Métodos semiempíricos o simplificados	23
2.3.2. Modelos de elementos finitos	24
2.4. Aplicaciones en problemas de impacto y explosión	38
2.5. Conclusiones	43
3. Modelos de elementos finitos para explosiones sobre estructuras de hormigón armado	45
3.1. Ingredientes básicos de los modelos	46
3.1.1. Tipos de elementos	46
3.1.2. Modelos de materiales	46

3.1.3. Métodos de unión de materiales	50
3.2. Modelos de la acción explosiva	53
3.3. Aplicación al estudio de explosiones sobre elementos construc- tivos	55
3.3.1. Modelos con elementos finitos de continuo	55
3.3.2. Comparación de modelos con elementos finitos de con- tinuo frente a resultados experimentales	71
3.3.3. Modelos con elementos finitos estructurales	99
3.4. Modelos considerando la acción explosiva con interacción fluido- estructura	116
4. Cálculo de explosiones y colapso de edificios completos	121
4.1. Colapso de un módulo	121
4.1.1. Ensayo	122
4.1.2. Modelo de elementos finitos de continuo	131
4.1.3. Modelo de elementos finitos estructurales	133
4.1.4. Comparación de resultados	137
4.2. Explosión y colapso progresivo de un edificio completo	143
4.2.1. Explosión de 800 kg de TNT en un punto	145
4.2.2. Explosiones de 800 kg de TNT en dos puntos	151
5. Conclusiones y líneas futuras de investigación	159
5.1. Resumen del trabajo realizado	159
5.2. Conclusiones y aportaciones	161
5.3. Líneas de investigación propuestas	164
5. Conclusions and future work	165
5.1. Synthesis	165
5.2. Conclusions and Contributions	167
5.3. Future work	169
A. Apéndice de código de LS-DYNA	171
A.1. Keywords de materiales	171
A.2. Keywords de técnicas de modelización	172
A.3. Keywords para interacción fluido-estructura	173
Índice de figuras	175
Bibliografía	185

Introducción

1.1. Motivación

Los fenómenos de explosiones y su efecto en edificios pueden afectar gravemente su integridad estructural. Las edificaciones civiles no suelen estar diseñadas para resistir este tipo de solicitaciones dinámicas, y a pesar de la reducida frecuencia en la que se producen explosiones, sus consecuencias pueden ser catastróficas, tanto para las personas como para las estructuras.

Con el objetivo de desarrollar métodos o configuraciones estructurales que eviten o mitiguen los daños el primer paso es obtener un análisis numérico fiable y lo más preciso posible de los efectos de las acciones explosivas sobre las estructuras.

Muchas de las edificaciones civiles susceptibles de sufrir explosiones están realizadas en hormigón armado, por lo que en los últimos años ha crecido el interés en analizar el comportamiento del material y su respuesta estructural. Además de los efectos inmediatos y localizados puede haber serias consecuencias para las personas y la estructura debidas al posible colapso progresivo posterior a la explosión.

Eventos como ataques terroristas o explosiones accidentales ponen de relieve la vulnerabilidad de las edificaciones de hormigón armado frente a acciones explosivas, tanto en los efectos localizados de la propia explosión como posible colapso progresivo posterior. Así fueron perpetrados atentados como el de Oklahoma City sobre el edificio Federal Alfred P. Murrah en 1995 o el de la Asociación Mutual Israelita Argentina en 1994 (figura 1.1). En ambos casos muchas personas perdieron la vida, y en los dos edificios se produjo el colapso de una parte importante del edificio afectado.

En España se han sufrido ataques con explosivos sobre edificios como el aparcamiento de la terminal T4 del aeropuerto de Barajas de Madrid en 2006

Figura 1.1: Ejemplos de ataques terroristas sobre edificios de hormigón armado. A la izquierda el ataque de Oklahoma City sobre el edificio Federal Alfred P. Murrah. A la derecha la Asociación Mutual Israelita Argentina. Créditos de fotografías: Wikipedia.

o el atentado contra el edificio de la Guardia Civil de Legutiano (Burgos) en 2009 (figura 1.2). En el caso del aparcamiento, aunque la zona afectada por la explosión fue reducida, se produjo el colapso de una gran parte del mismo por el arrastre de las partes afectadas sobre las adyacentes. En el caso del edificio de la Guardia Civil no se vieron afectados los elementos estructurales principales por lo que no hubo daños posteriores.

Pero los posibles daños por explosión no se restringen únicamente a ataques terroristas, si no que pueden ser accidentales como los producidos por acumulación de gas. El primer caso de estos sucesos en los que se produjo el colapso progresivo de una de las esquinas del edificio ocurrió en 1968 en el edificio Ronan Point de Londres. Un ejemplo más reciente ocurrió en Astrakhan (Rusia) en 2012. En este caso se produjo una explosión de gas en el tercer piso del edificio que condujo a la caída de las plantas superiores. En las fotografías de la figura 1.3 se muestran los efectos de las explosiones y se aprecia que elementos estructurales como losas quedan colgando de otras partes de la estructura.

Figura 1.2: Ejemplos de ataques terroristas sobre edificios de hormigón armado en España. A la izquierda el aparcamiento de la terminal T4 del aeropuerto de Barajas en Madrid. A la derecha el atentado contra un edificio de la Guardia Civil en Legutiano (Burgos) en 2009. Créditos de fotografías [Corres Peiretti y Romero Rey \(2008\)](#) y diario Público.

Figura 1.3: Ejemplos de explosiones de gas en edificios. A la izquierda el edificio Ronan Point en 1968. A la derecha la explosión de gas en Astrakhan (Rusia) el 27 de febrero de 2012. Colapso progresivo posterior a la explosión. Créditos de imágenes: [Krauthammer \(2008\)](#) y NBCNews.

La simulación numérica de estos fenómenos presenta muchas dificultades debido a la naturaleza del problema. El hormigón armado está compuesto de dos materiales que a su vez tienen un comportamiento plástico y pueden producirse roturas. La acción explosiva es marcadamente no lineal actuando en tiempos muy reducidos, y genera elevadas presiones por encima de las resistencias últimas de los materiales. El posible colapso de la estructura es un elemento adicional que debe ser analizado tras la explosión. Por todo ello hacer un análisis fiable y preciso de los efectos de las explosiones sobre edificios es un campo de estudio todavía abierto.

Los métodos de cálculo mediante elementos finitos han sido los que han obtenido resultados más precisos, pero su elevado coste computacional ha restringido su uso para edificios completos. Las mejoras en las capacidades de computación y en los códigos de cálculo han permitido ir avanzando hacia una mayor fiabilidad y precisión. Esta tesis propone un paso más en esa dirección.

1.2. Objetivos

Esta tesis persigue dos objetivos principales. El primero es realizar modelos de elementos finitos, que simulen de forma precisa los efectos de explosiones sobre elementos constructivos de hormigón armado, validándolos con ensayos experimentales. El segundo es desarrollar nuevas metodologías que, mediante el uso de elementos finitos explícitos, sean capaces de reproducir los efectos de explosiones sobre edificios reticulados de hormigón armado.

Estos objetivos principales se desglosan en los siguientes:

- Comprobar la validez del uso de modelos de material avanzados para la simulación del hormigón frente a solicitaciones dinámicas producidas por explosiones.
- Desarrollar modelos de elementos finitos de elementos constructivos, como vigas, losas y pórticos y estudiar su respuesta frente a acciones explosivas.
- Validar mediante ensayos la respuesta de los modelos.
- Utilizar los modelos para el análisis de explosiones en edificios reticulados de hormigón armado.
- Estudiar la viabilidad del uso de los modelos para evaluar el colapso de estructuras.

1.3. Alcance

Esta tesis presenta metodologías mediante el cálculo de elementos finitos explícitos para el análisis de explosiones sobre estructuras de hormigón armado.

Para ello se desarrollan dos tipos de modelos. El primer tipo de modelo utiliza elementos finitos de continuo 3D para el hormigón, elementos finitos tipo viga para las barras de acero del armado y una formulación de unión que los trata de forma segregada. Se modela de forma precisa la geometría del hormigón y cada barra de armado con sus posiciones relativas. Estos modelos son muy rigurosos y comparando con ensayos se comprueba que son capaces de reproducir con mucha precisión los efectos de explosiones sobre elementos constructivos. Su coste computacional es elevado, por lo que es inviable emplearlos en modelos con un elevado número de elementos para edificios de varias plantas.

El segundo tipo de modelos utiliza elementos finitos estructurales (vigas para el armado y láminas para el hormigón), uniéndose en nodos comunes. La geometría del modelo es equivalente a la estructura simulada pero no idéntica al usarse elementos 2D para el hormigón. El armado se agrupa en vigas con cuantías equivalentes, calculándose su posición relativa dentro del hormigón. Estos modelos tienen un coste computacional reducido, y aunque no son capaces de simular los efectos locales de explosiones, sí tienen una respuesta estructural similar. Son los que utiliza este trabajo para la simulación de edificios completos sometidos a acción explosiva con un coste computacional asequible.

Se analiza un tipo particular de tipología constructiva, edificios reticulados de hormigón armado sin paramentos.

Este trabajo se desarrolla a lo largo de cinco capítulos, siendo el primero la presente introducción.

En el capítulo dos se revisan brevemente los fenómenos físicos involucrados en explosiones sobre hormigón armado y se reseñan los métodos de cálculo utilizados para su análisis.

En el capítulo tres se comprueban los modelos de material y las formulaciones para explosión. Se desarrollan modelos de elementos finitos de continuo, con los que se analiza la respuesta estructural de elementos constructivos frente a acciones explosivas, y se validan con ensayos. Se realizan modelos de elementos finitos estructurales (vigas y láminas), con un coste computacional reducido, que se calibran frente a los modelos de elemento finitos de continuo de forma que se obtienen respuestas estructurales semejantes. En el último

apartado se estudia la viabilidad de emplear métodos computacionales de dinámica de fluidos (CFD) para el cálculo de las presiones ejercidas por la acción explosiva.

En el capítulo cuatro se elaboran modelos, tanto los de elementos finitos de continuo como los de elementos finitos estructurales, para simular el colapso de una estructura simple y se validan con un ensayo. Se utilizan los modelos de elementos finitos estructurales para analizar explosiones sobre edificios de varias plantas.

Por último en el capítulo cinco se presentan las conclusiones de los trabajos realizados y se proponen líneas de investigación futuras.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Antecedentes

En los últimos años varios edificios civiles en todo el mundo ([Crawford, 2002b](#)) han sido objeto de ataques terroristas por medio de cargas explosivas. En el diseño de estos edificios, mayoritariamente contruidos en hormigón armado, no se consideró la posibilidad de acciones explosivas o de impacto, que si bien tienen poca probabilidad de ocurrir, son capaces de causar efectos catastróficos.

Ejemplos de los terribles efectos que estos sucesos pueden tener son el ataque terrorista en Oklahoma City (USA) ([Mlakar et al., 1998](#)) al edificio federal Alfred P. Murrah el 19 de abril de 1995 en el que murieron 168 personas y más de 680 fueron heridas. Se estima que se emplearon 2300 kg de una mezcla de nitrato amónico y fuel oil (ANFO) que afectaron a 324 edificios y provocó enormes daños en el edificio federal, aunque que no llegó a colapsar. Otro ejemplo es el que ocurrió en Argentina cuando se produjo un ataque terrorista contra el edificio de la Asociación Mutual Israelita Argentina (AMIA) en Buenos Aires el 18 de julio de 1994 ([Luccioni et al., 2004](#)). En el atentado murieron 85 personas y hubo cientos de heridos. Se calcula que se emplearon 275 kg de explosivo ANFO. La explosión provocó el fallo de los elementos sustentantes de la primera planta y el colapso progresivo del edificio.

En España han sucedido atentados como el del aparcamiento de la Terminal 4 de Barajas el 30 de diciembre de 2006, que con una carga de entre 500 y 800 kg de explosivo produjo 2 muertos y 52 heridos y el colapso de la mayor parte de las cinco plantas de uno los módulos del aparcamiento ([Corres Peiretti y Romero Rey, 2008](#)), o el de Burgos contra un edificio de la Guardia Civil el 29 de julio de 2009, ocasionando 69 heridos y graves daños

al edificio con una furgoneta con más de 300 kg de explosivos. Esto muestra la necesidad de contemplar en el diseño de estructuras civiles las posibles acciones de explosiones e impactos.

También hay que destacar que existen casos accidentales de explosiones en edificios o como la explosión de gas en Astrakhan (Rusia) del 27 de febrero de 2012 que provocó serios daños en las plantas inferiores del edificio que condujeron al colapso progresivo posterior, o como la explosión de gas del 26 de marzo de 2015 en el edificio 121 de Second Avenue, en el barrio East Village de Manhattan (New York City).

Tradicionalmente no se ha considerado la posibilidad de la acción explosiva en el diseño de edificaciones civiles. Las estructuras en las que sí se ha tenido en cuenta son edificaciones militares, y se han diseñado principalmente en función del conocimiento acumulado de los efectos en casos o ensayos a escala real. Hasta fechas tempranas en los edificios civiles raramente se ha considerado la posibilidad de cargas explosivas y en el caso de que se haya hecho se han tenido en cuenta mediante sobrecargas estáticas.

El comportamiento de las estructuras de hormigón armado frente a explosión es un campo de conocimiento que sigue siendo incompleto y en el que se siguen realizando experimentos con el objeto de definir mejor la respuesta estructural, pero también buscando desarrollar una metodología adecuada que sea capaz de predecir ese comportamiento con suficiente precisión.

El comportamiento no lineal de los materiales unido a las geometrías resultantes de la pérdida de elementos constructivos en el caso de explosión conduce a un sistema de ecuaciones en derivadas parciales no lineal que sólo puede ser abordado mediante cálculo computacional. La naturaleza dinámica y el brevísimo lapso de tiempo en el que se producen las acciones explosivas conduce además a la necesidad de utilizar pasos de tiempo muy pequeños en el cálculo, lo que conlleva un gran coste numérico.

Formulas simplificadas para la obtención de resultados equivalentes al cálculo por ordenador son difíciles de conseguir. La obtención de un estándar que pueda aplicarse sin la necesidad de recurrir al cálculo de elementos finitos es un trabajo que sigue abierto.

Por otro lado las mejoras de los códigos de elementos finitos explícitos y el aumento de la capacidad computacional a la que se puede acceder a un coste moderado se han visto incrementadas en los últimos años. Esto permite actualmente la obtención y resolución de esos sistemas de ecuaciones en derivadas parciales no lineales con una precisión que hasta ahora era inviable.

Cada vez es más grande el interés por este tipo de cálculo. El número de códigos de elementos finitos que permiten realizar estos cálculos se vuelve mayor con el paso del tiempo (Abaqus, Autodyn, LS-DYNA, etc.) han au-

mentado el número de modelos de material disponible volviéndose cada vez más avanzados. También han aumentado las formulaciones que permiten el contacto, la unión de materiales, la adherencia, la erosión, etc.

Sin embargo los datos disponibles en la bibliografía a menudo no son extrapolables al caso concreto que se estudia y en ocasiones están incompletos o no disponibles por cuestiones de seguridad.

Históricamente los estudios de acciones explosivas mediante elementos finitos con integración explícita comienzan con el objetivo de simular el efecto de armas nucleares. El código HEMP ([Wilkins, 1964](#); [Giroux, 1973](#)) (1964) de M.Wilkins permitió el análisis en dos dimensiones y en 1975 surge HEMP3D ([Wilkins et al., 1975](#)). En 1978 J.O.Hallquist desarrolló en el Lawrence Livermore National Laboratory la primera versión de DYNA3D ([Hallquist, 1983](#)) que incluye elementos finitos estructurales y que en los años siguientes continúa su desarrollo para otras aplicaciones. En 1988, a partir de los desarrollos anteriores, J.O.Hallquist y D.J.Benson crearon LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)).

Actualmente existen varios códigos de elementos finitos con capacidades para el cálculo de explosiones en estructuras de hormigón armado mediante métodos explícitos, tales como AUTODYN ([Birnbaum et al., 1987](#)), ABAQUS/Explicit ([Hibbitt, 2003](#)) o el propio LS-DYNA.

La elección de LS-DYNA como código se debe a que, en el momento de comenzarse este trabajo, los modelos de material de hormigón implementados en LS-DYNA eran más avanzados que en otros códigos.

Además de las simulaciones numéricas, otra de las posibilidades para evaluar las acciones explosivas sobre edificios es realizar ensayos a escala real. Si se realizan suficientes ensayos, a partir de éstos es posible estimar lo que sucedería en otros casos similares. El obvio problema de utilizar ensayos a escala real es el coste de los mismos, que en general resulta prohibitivo, y en muchos casos no es posible extrapolar con la debida precisión el comportamiento de una nueva estructura a partir de las ya ensayadas.

Estudios para edificios completos hay muy pocas experiencias con ensayos a escala real (trabajos de Malvar y Morril ([Morrill et al., 2001](#))). Sin embargo hay más ejemplos de ensayos sobre elementos constructivos como vigas, losas o columnas ([Luccioni y Luege, 2006](#); [Silva y Lu, 2009](#); [Morales-Alonso et al., 2011](#); [Castedo et al., 2015](#)), a partir de los cuales se estudian en detalle los distintos modos de deformación, fallo y rotura del hormigón armado. Con los resultados de estos ensayos se puede intentar averiguar la respuesta de un edificio completo a través de otras técnicas como la modelización con elementos finitos.

Por último existe la posibilidad de estudiar edificios completos a partir, no de ensayos, si no de casos reales en los que se haya producido una explosión sobre una estructura de hormigón armado. El inconveniente de estos casos

es que se suele disponer de muy pocos datos sobre el proceso más allá de estimaciones en la acción explosiva (explosivos, gas, etc) y del estado final de la estructura (Luccioni et al., 2004, 2003).

2.2. Fenómenos y modelos físicos

2.2.1. Formulación matemática de modelos físicos

El estudio de la respuesta dinámica de una estructura de hormigón armado cuando es sometida a una acción explosiva, se circunscribe dentro de la mecánica de medios continuos.

El comportamiento dinámico de medios continuos se rige por una serie de ecuaciones diferenciales fundamentales que expresan el balance de diversas magnitudes. El balance de la cantidad de movimiento, el balance de momento cinético, la ley de conservación de la masa o ecuación de continuidad y la ecuación de balance de energía. Estas cuatro ecuaciones unidas a las leyes constitutivas de los materiales, que relacionan tensiones y deformaciones, permiten obtener el estado tensional y de deformación de la estructura para unas cargas explosivas aplicadas en forma de historia de presión sobre las superficies de la estructura.

En el caso que nos ocupa las acciones son de alta intensidad, y los materiales no permanecen en el rango elástico, presentando deformaciones plásticas. También se producen grandes deformaciones y rotaciones, que invalidan las formulaciones infinitesimales por lo que no es posible despreciar los términos no lineales del tensor de deformación. La acción, a su vez, es marcadamente no lineal. Estas tres causas de no linealidad hacen necesario abordar el problema mediante procedimientos numéricos que requieren una discretización del medio continuo en el espacio.

Una posibilidad para realizar esta discretización es utilizar el método de elementos finitos (MEF) que convierte las ecuaciones en derivadas parciales en un conjunto de ecuaciones diferenciales ordinarias que se resuelven mediante un método de integración en el tiempo, que puede ser implícito o explícito. Esta tesis emplea el método de elementos finitos con integración explícita en el tiempo como método de resolución.

2.2.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Se describen las características mecánicas de los materiales empleados en las estructuras de hormigón armado, hormigón en masa y barras corrugadas de acero.

2.2.2.1. Acero

El acero utilizado en hormigón armado es un material metálico con un comportamiento elastoplástico igual en tracción y en compresión.

Sus características mecánicas son definidas mediante un conjunto de parámetros (Eurocódigo 2, 2004), como el límite elástico, la resistencia a tracción, la ductilidad, la resistencia a fatiga, etc.

A los efectos de este trabajo se consideran aquí los parámetros necesarios para definir el diagrama tensión-deformación (figura 2.1), y no se consideran otros parámetros como la resistencia a fatiga.

Según se define en el Eurocódigo 2, «el límite elástico f_{yk} y la resistencia a la tracción f_{tk} se definen respectivamente como el valor característico de la carga de cedencia y el de la carga máxima en tracción axial directa, divididos por el área de la sección transversal nominal». «En productos sin una tensión de cedencia f_{yk} claramente definida se puede tomar en lugar de ésta el valor $f_{0,2k}$ de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2% (límite elástico convencional).» Estos parámetros junto con la elongación para la tensión de rotura ε_{uk} definen las bases de diagrama tensión-deformación del acero (figura 2.1).

Figura 2.1: Diagrama tensión-deformación de un acero de armar. Figura obtenida del Eurocódigo 2 (Eurocódigo 2, 2004).

A efectos de diseño de estructuras se utiliza como diagrama de cálculo el definido en la figura 2.2, de forma que el diagrama tensión-deformación se aproxima con una curva bilineal.

Figura 2.2: Diagrama de cálculo tensión-deformación de acero para barras corrugadas. Figura obtenida del [Eurocódigo 2, 2004](#).

El acero utilizado en hormigón armado como armadura pasiva, en los casos empleados en este trabajo, se presenta en barras corrugadas o en mallas electrosoldadas, y tiene la clasificación B500S, cuyos parámetros son los siguientes según la [EHE, 2008](#).

- Densidad: 7850 kg/m³
- Límite elástico f_{yk} : 500 MPa
- Módulo de elasticidad E_s : 210 GPa
- Carga unitaria de rotura kf_{yk} : 550 MPa
- Deformación última ϵ_{uk} : 12 %
- Coeficiente de Poisson ν : 0,3

En el caso de grandes velocidades de deformación tanto el límite elástico como la deformación de rotura aumentan linealmente con la velocidad de deformación como se recoge en el CEB ([CEB, 1998](#)).

Para el acero, [Magnusson \(2007\)](#) recoge la formulación de [Malvar y Crawford \(1998b\)](#) en la que el factor de incremento dinámico es:

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{\alpha} \quad (2.1)$$

siendo α para el límite elástico:

$$\alpha = 0,074 - 0,040 \frac{f_y}{414} \quad (2.2)$$

y para la tensión de rotura:

$$\alpha = 0,019 - 0,009 \frac{f_y}{414} \quad (2.3)$$

Según [Magnusson \(2007\)](#), estaticamente se pueden considerar velocidades de deformación de $3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, mientras que en casos de explosión esa velocidad puede ser de 1 s^{-1} .

2.2.2.2. Hormigón

El hormigón en masa es un material elastoplástico con distinto comportamiento a tracción y a compresión. Su diagrama tensión-deformación típico sometido a compresión uniaxial se muestra en la figura 2.3. La resistencia a tracción es aproximadamente el 10 % de la resistencia a compresión.

Figura 2.3: Diagrama tensión-deformación del hormigón en masa. Figura obtenida del [Eurocódigo 2, 2004](#).

La curva propuesta para el diagrama tensión-deformación en la rama de compresión por el [Eurocódigo 2, 2004](#) es:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k + 2)\eta} \quad (2.4)$$

Donde:

- $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$
- ε_{c1} = Deformación a la tensión de compresión máxima
- $k = (1,1E_{c,nom}) \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm}$

El hormigón se denomina haciendo referencia a su resistencia característica a compresión. Así, en el caso de un hormigón en masa de 30 MPa de resistencia característica a compresión unos valores típicos de los parámetros son:

- Densidad: 2300 kg/m³
- Módulo de elasticidad E_{cm} : 33 GPa
- Deformación a la tensión de compresión máxima ε_{c1} : 2,2 ‰
- Deformación última a compresión ε_{cu1} : 3,5 ‰
- Resistencia a tracción f_{ctm} : 2,9 MPa
- Coeficiente de Poisson ν : 0,2

Las propiedades del hormigón varían en los problemas dinámicos respecto a los problemas estáticos, principalmente por el efecto de la velocidad de deformación del material. El límite elástico a compresión del hormigón y el módulo elástico aumentan con la velocidad de deformación.

Existen distintos estudios y referencias ([Bischoff y Perry, 1991](#); [Malvar y Crawford, 1998b](#); [Eurocódigo 2, 2004](#); [Malvar y Crawford, 1998a](#); [Mays y Smith, 2001](#); [Magnusson, 2007](#)) sobre los efectos de la velocidad de deformación en las propiedades mecánicas del hormigón. En la figura 2.4 se muestra una recopilación de estudios experimentales.

Otros fenómenos que pueden ocurrir en situaciones de dinámica rápida, como el caso de impactos y explosiones, son procesos de fallo del hormigón tales como penetración, perforación, «spalling» y «scabbing». El impacto de un proyectil o la llegada de la onda de choque de una explosión contra una barrera de hormigón armado, puede producir que fragmentos de hormigón

Figura 2.4: Factores de incremento dinámico en compresión y tracción del hormigón. Figuras obtenidas de [Malvar y Crawford \(1998c\)](#).

sean proyectadas desde la zona de impacto. Este fenómeno se conoce como «spalling». En los mismos casos también se puede producir que partes de hormigón sean proyectadas del lado opuesto al impacto, fenómeno se conoce

como «scabbing». Estas partes proyectadas son en general la parte del hormigón que forma el recubrimiento, hasta la armadura. Esto es debido a la onda de tensión reflejada, que genera tracción en la cara posterior del hormigón. Estos dos fenómenos son importantes pues las partes desprendidas se comportan como proyectiles que pueden causar graves daños a las personas o en las estructuras.

Hay bibliografía en la que se recogen formulaciones para predecir el suceso y la intensidad de estos procesos (CEB, 1998; Bulson, 1997; Krauthammer, 2008) y varios trabajos donde se estudian estos fenómenos como son los de Leppänen (2002), Li et al. (2005) y Zineddin y Krauthammer (2007).

2.2.3. Propagación de ondas de presión

En un proceso explosivo la rápida expansión de los gases produce en el medio circundante ondas de tensión, que pueden propagarse por un medios aéreos, líquidos o sólidos.

El estudio de las acciones explosivas requieren un análisis de la propagación de las ondas de tensión producidas. Estas ondas están asociadas a frecuencias mucho más elevadas que las vibraciones estructurales (Wilkins, 1999).

Se establece una diferencia entre ondas elásticas y ondas de choque. Una onda es elástica (o de sonido) cuando no hay discontinuidad de la velocidad en los puntos del medio; en caso de que haya discontinuidades se trata de una onda de choque.

Ondas elásticas

Las ondas elásticas viajan a la velocidad del sonido. Para un fluido considerando un medio unidimensional:

$$c = \sqrt{\frac{dP}{d\rho}} \quad (2.5)$$

siendo P la presión y ρ la densidad. Para un sólido elástico lineal con pequeñas deformaciones considerando un medio unidimensional la velocidad de propagación de la onda es

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.6)$$

Para un sólido elástico lineal con pequeñas deformaciones considerando un medio tridimensional, la velocidad de onda plana de presión es

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1-\nu)(1-2\nu)\rho}} \quad (2.7)$$

En sólidos, por encima del límite elástico de Hugoniot (valor de tensión para el que se alcanza el límite elástico para una compresión plana) se produce la ruptura de la onda elástica en una onda elástica y otra plástica que viaja más lenta (figura 2.5).

Figura 2.5: Perfil espacial de una onda elasto-plástica. Figura obtenida de Wilkins (1999).

Existen también ondas de cortante y ondas superficiales de Rayleigh que no trataremos aquí.

Ondas de choque

Una onda de choque es una onda de presión abrupta que viaja más rápido que la velocidad del sonido en dicho medio, que a través de diversos fenómenos produce diferencias de presión extremas y aumento de la temperatura.

Como la onda de presión se mueve más rápida que la velocidad del sonido, la materia del medio en las cercanías del origen de la perturbación no puede reaccionar lo suficientemente rápido como para evadir a la onda, propagándose entonces como una onda de compresión plana.

Cuando las presiones suben considerablemente por encima del límite elástico de Hugoniot σ_H , la evidencia experimental indica que en casi todos los materiales la curva tensión-deformación es cóncava hacia arriba (figura 2.6). Los posibles estados de tensión-volumen definen la curva de Hugoniot que se obtiene mediante el balance de energía en el frente de onda. Al contrario

Figura 2.6: Curva de Hugoniot. Figura obtenida de [Wilkins \(1999\)](#).

que en el caso de las ondas de tensión, las ondas de choque involucran una discontinuidad energética con aumento de entropía.

En las zonas de elevada presión la velocidad de la onda aumenta, provocando una discontinuidad brusca de la onda de presión, con inestabilidad de la propagación. Esto es lo que se conoce como onda de choque. Las ondas de choque en el aire se alcanzan generalmente a partir de presiones del orden de 10 GPa.

Cuando el frente de onda se encuentra con un obstáculo, las partículas de aire se reflejan y confluyen con otras partículas de la onda, produciéndose una sobrepresión mayor que la del propio frente de onda. Se denomina onda reflejada.

Existe bibliografía para estimar estos efectos mediante formulación o tablas. Para el cálculo de presión y sobrepresión de las ondas de choque, se recomienda consultar [Bulson \(1997\)](#), [Wilkins \(1999\)](#) y [Krauthammer \(2008\)](#).

En el siguiente apartado se detalla este fenómeno.

2.2.4. Onda explosiva

La diferencia entre deflagración y explosión es la velocidad de la onda de presión generada. En la deflagración la onda es subsónica y en el caso de la explosión la onda es supersónica, dando lugar a una onda de choque.

Existen diferentes tipos de explosiones en función del material explosivo. Se pueden hacer en primer lugar dos distinciones, entre las de tipo nucleares y las de tipo químico. Entre las químicas el material puede ser un explosivo, un

combustible u otros materiales como polvos en suspensión. En este trabajo no trataremos con las distintas explosiones sino que se considerará únicamente la carga que transmite en forma de presión. Se tratarán los distintos explosivos utilizando su equivalente en TNT (trinitrotolueno). La equivalencia se puede consultar en la tabla 3.1. de libro de [Krauthammer \(2008\)](#).

El proceso físico de una explosión se produce por un cambio repentino en el estado químico de un material explosivo, que se traduce en un elevado incremento de volumen que a su vez provoca una fuerte variación en la presión. Esta presión se propaga como una onda por el medio circundante, en el caso que tratamos en esta tesis, el aire. Cuando la onda de presión se encuentra con la estructura transmite parte de la presión y se refleja. La presión reflejada tiene la misma forma que la presión incidente pero el pico de presión es mayor, pudiendo alcanzar, dependiendo de la inclinación con que llega al obstáculo y de la potencia de la explosión, hasta doce veces el valor correspondiente a la onda incidente.

Para fenómenos de explosión el intervalo de tiempo es muy pequeño, del orden de 0,1 a 0,01 milisegundos, y dependiendo de la carga de explosivo y la distancia, puede producir valores muy elevados de presión.

Figura 2.7: Curva de Friedlander. Historia de presión de una explosión aérea en un punto fijo.

La forma de la historia de presión en un punto fijo producida por una explosión se representa en la figura 2.7, conocida como curva de Friedlander, que muestra la evolución de la sobrepresión (P_{so}) en el tiempo. En ella la presión aumenta instantáneamente por encima de la presión atmosférica cuando

el punto es alcanzado por la onda de choque. La diferencia entre valor de dicha presión y el valor de la presión atmosférica se denomina sobrepresión, y disminuye cuando la onda de choque se aleja del punto considerado. Después de un breve lapso de tiempo, la sobrepresión puede hacerse nula y por tanto la presión ser menor que la presión ambiente. En ese caso se crea un vacío parcial, siendo succionado el aire, en la parte de la curva que se denomina fase negativa. Esta fase puede transportar los desechos de la explosión a largas distancias.

La fase positiva es la más importante en las aplicaciones de cálculo de acciones explosivas en estructuras de hormigón armado debido a su mayor sobrepresión e impulso ejercido frente a la fase negativa.

Una fórmula analítica que aproxima la forma de la historia de presión con el tiempo es

$$P(t) = P_s \left(1 - \frac{t}{T^+}\right) e^{\left(-a \frac{t}{T^+}\right)} \quad (2.8)$$

siendo $P(t)$ la presión en el tiempo t , P_s la presión máxima incidente, T^+ la duración de la fase positiva y a el coeficiente de decaimiento.

Si fuese necesario simplificar esta curva [Bulson \(1997\)](#) propone una curva triangular

$$P(t) = P_s \left(1 - \frac{t}{T^+}\right) \quad (2.9)$$

La presión también evoluciona en el espacio, reduciéndose el pico de presión a medida que el punto se aleja del centro de la explosión (figura 2.8).

Figura 2.8: Gráfica de variación de la presión con la distancia de una explosión aérea.

Debido a que el pico de sobrepresión generado por la explosión en un punto fijo depende tanto del equivalente en TNT de la carga explosiva como de la distancia hasta el punto, es útil emplear un parámetro que combine ambas. La distancia escalada es introducida por primera vez por Hopkinson en 1915 ([Hopkinson, 1915](#)) y su expresión es

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (2.10)$$

Siendo Z la distancia escalada, R la distancia desde el centro de la detonación y W la masa equivalente de TNT.

En 1955 Brode ([Brode, 1955](#)), publica una formulación para el cálculo de la presión, la velocidad de la onda y la máxima presión dinámica, para una masa de TNT y una distancia dadas, válida en zonas cercanas (con presiones mayores de 10 bar) y medianamente alejadas (con presiones entre 0,1 y 10 bar). Esta formulación se expone como primera aproximación en las ecuaciones 2.11 a 2.15.

$$P_s = \frac{6,7}{Z^3} + 1 \text{ bar} \quad \text{para } P_s > 10 \quad (2.11)$$

$$P_s = \frac{0,975}{Z} + \frac{1,455}{Z^2} + \frac{5,85}{Z^3} - 0,019 \text{ bar} \quad \text{para } 0,1 < P_s < 10 \quad (2.12)$$

donde Z es la distancia escalada:

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (2.13)$$

siendo R la distancia en metros y W la masa equivalente de explosivo en kilogramos de TNT.

La velocidad de la onda y la máxima presión dinámica vienen dadas respectivamente por:

$$U_s = \sqrt{\frac{6P_s + 7P_0}{7P_0}} a_0 \quad (2.14)$$

$$q_s = \frac{5P_s^2}{2(P_s + 7P_0)} \quad (2.15)$$

donde P_s es el pico estático de sobrepresión en el frente de onda, P_0 es la presión del aire «ambiente» y a_0 la velocidad del sonido en el aire «ambiente».

Posteriormente el U. S. Department of the Army ([TM5-855-1, 1978](#)) publica una mejora para los parámetros de la explosión basada en estudios experimentales. Estos parámetros se recogen como tablas de valores en el trabajo de [Randers-Pehrson y Bannister \(1997\)](#). En el año 2008 se publica el *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions* del Departamento

de Defensa de EEUU (DoD, 2008). En la figura 2.9 obtenida de esta referencia se muestran los valores estimados de los parámetros de explosiones, tales como la sobrepresión, la velocidad de la onda o el impulso, en función de la distancia escalada.

Figura 2.9: Valores estimados experimentalmente en función de la distancia escalada (DoD, 2008).

El otro parámetro a tener en cuenta es el ángulo de incidencia con el que la onda de presión impacta contra la superficie de la estructura. Dependiendo de este ángulo y de la intensidad de la explosión la presión reflejada puede aumentar hasta doce veces, como se muestra en las curvas de la figura 2.10, de donde se puede obtener el coeficiente de la amplificación de la presión.

Figura 2.10: Coeficiente de relación entre presión incidente y presión reflejada en función del ángulo de incidencia y de la intensidad de la presión incidente. Figura obtenida de [Krauthammer \(2008\)](#), fuente original (TM 5-855-1, 1978).

Tablas y formulaciones adicionales se pueden encontrar en los artículos de [Alonso et al. \(2006\)](#) y [Ngo et al. \(2007\)](#) y en los libros de [Mays y Smith \(2001\)](#) y [Krauthammer \(2008\)](#).

2.3. Modelos de cálculo

2.3.1. Métodos semiempíricos o simplificados

Una primera aproximación para el análisis de los efectos de explosiones sobre estructuras de hormigón armado es el uso de métodos semiempíricos o simplificados.

En primer lugar las formulaciones analíticas están limitadas a geometrías y condiciones de contorno simples y en general al uso de materiales con respuesta elástica, por lo que no son válidos para analizar grandes explosiones sobre estructuras de hormigón armado.

La siguiente opción es utilizar cargas estáticas equivalentes calculadas a partir de la distancia escalada de la explosión. La ventaja de este método es que desde el punto de vista del cálculo de la estructura es muy sencillo

incluir una carga adicional a la combinación de sobrecargas con las que se calcula habitualmente una estructura. El inconveniente es que es muy complicado establecer una metodología general que pueda ser aplicada en un amplio rango de casos. Existen trabajos en este sentido ([Islam y Yazdani, 2008](#); [Ferrer et al., 2009](#)), pero suelen aplicarse a casos muy específicos, o son recomendaciones muy generales como en el [Eurocódigo 1](#) parte 7, y no son suficientemente precisos.

Otra posibilidad es utilizar métodos basados en el estudio no lineal de sistemas de un grado de libertad ([Gilsanz et al., 2013](#)). Se emplea un sistema de un grado de libertad con masas y rigideces equivalentes concentradas para el modelo mecánico de la estructura. La carga explosiva es idealizada como un pulso triangular con un pico de fuerza. La máxima respuesta es definida como la máxima deflexión dinámica para el modo de vibración principal de la estructura. Aunque esta información es útil para el diseño de la estructura no puede representar de forma precisa los fenómenos locales ni el efecto de la explosión en otras zonas de la estructura, ni considera la plasticidad y rotura de los materiales.

Estos métodos basados en sistemas de un grado de libertad se puede extender con varios modos de respuesta ([Biggs, 1964](#)), con comportamiento elastoplástico para el material y analizando varias partes de la estructura, pero aún con estas mejoras la precisión de estos modelo no es suficiente para simular las roturas locales, ni la complejidad del comportamiento material del hormigón armado.

Para una mayor precisión en los resultados es necesario recurrir a avanzados métodos de cálculo mediante elementos finitos o diferencias finitas, que requieren un coste computacional elevado.

2.3.2. Modelos de elementos finitos

Una técnica para estudiar los efectos de las explosiones sobre estructuras de hormigón armado es utilizar el método de los elementos finitos. Las mejoras en la capacidad de computación y en los códigos de elementos finitos están logrando que existan cada vez más trabajos que utilizan esta metodología.

El método de elementos finitos tiene como objetivo obtener soluciones numéricas aproximadas en un medio continuo discretizado en elementos interconectados por nodos. Sobre él se definen las ecuaciones del movimiento que caracterizan la respuesta física del problema, mediante una formulación variacional o débil para las ecuaciones del movimiento y la construcción de una solución aproximada basada en coordenadas nodales y funciones de forma de los elementos ([Goicolea, 1992](#)).

Para la resolución de las ecuaciones se emplean algoritmos de integración en el tiempo. Existen dos técnicas principales para la integración en el tiempo de las ecuaciones diferenciales que expresan el problema dinámico, los métodos implícitos y los métodos explícitos (Goicolea, 2001).

En los métodos implícitos, conocidos x^n y $\dot{x}^n$ y la ecuación dinámica en el tiempo t^{n+1} se obtiene x^{n+1} . Estos métodos son incondicionalmente estables, por lo que el paso de tiempo no está limitado.

En los métodos explícitos, conocidos x^n y $\dot{x}^n$ y la ecuación dinámica en el tiempo t^n se obtiene x^{n+1} . Estos métodos son condicionalmente estables por lo que el paso de tiempo debe estar limitado por la condición de Courant.

Métodos de integración implícitos

Los métodos implícitos tienen como principales características que son incondicionalmente estables, por lo que el paso de tiempo puede ser grande, pero tienen mayor número de operaciones por ciclo respecto a los métodos explícitos. Tienen una estructura más compleja del algoritmo, por lo que es menos robusto para casos no lineales acusados (puede que no se alcance la convergencia). En ellos se resuelve el sistema de ecuaciones de forma simultánea, teniendo que almacenar matrices globales, con lo que el tamaño de memoria requerido crece cuadráticamente con modelo.

Existen varios métodos implícitos de integración en el tiempo, entre los que destacan los de la familia β -Newmark, tal como el método trapezoidal y el método HHT- α , cuya formulación podemos encontrar por ejemplo en el libro de Belytschko y Hughes (1983).

Métodos de integración explícitos

La característica esencial de los métodos explícitos radica en que el intervalo de integración es tan corto que nodos contiguos de la malla no tienen tiempo de comunicarse entre sí durante un intervalo. Esto se formaliza como la condición de Courant

$$\Delta t_{crit} = \frac{h}{c} \quad (2.16)$$

siendo h la dimensión mínima del elemento y c la velocidad de propagación de ondas. Así el tiempo crítico es el tiempo que tarda la onda en recorrer un elemento.

Imponer este paso de tiempo máximo tiene la virtud de desacoplar las ecuaciones del movimiento de los nodos, con lo que éstas pueden resolverse individualmente en cada intervalo de integración. La condición de Courant garantiza la estabilidad de la integración y, en la práctica, asegura también

la precisión del cálculo sin necesidad de utilizar subintervalos de integración. La contrapartida es que hay que utilizar un paso de tiempo pequeño, que aumenta el coste computacional.

Existen varios métodos explícitos, como el método de Euler o el de diferencias centrales.

Método de diferencias centrales: En el método de diferencias centrales las ecuaciones del movimiento semi-discretas en el tiempo n son:

$$Ma^n = P^n - F^n + H^n \quad (2.17)$$

donde M es la matriz de masa diagonal, P^n las fuerzas externas y de masa, F^n es el vector divergencia de tensiones y H^n es la resistencia de *hourglass* (que se explica más adelante).

Para avanzar al tiempo t^{n+1} se usa la integración en el tiempo por el método de diferencias centrales:

$$a^n = M^{-1}(P^n - F^n + H^n) \quad (2.18)$$

$$v^{n+1/2} = v^{n-1/2} + a^n \Delta t^n \quad (2.19)$$

$$u^{n+1} = u^n + n^{n+1/2} \Delta t^{n+1/2} \quad (2.20)$$

donde

$$\Delta t^{n+1/2} = \frac{\Delta t^n + \Delta t^{n+1}}{2} \quad (2.21)$$

y v y u son los vectores nodales globales de velocidad y desplazamiento respectivamente.

Se actualiza la geometría añadiendo los incrementos de desplazamiento a la geometría inicial:

$$x^{n+q} = x^0 + u^{n+1} \quad (2.22)$$

Razones para la elección de métodos explícitos en dinámica rápida

Los métodos explícitos presentan ventajas e inconvenientes frente a los implícitos.

Ventajas:

- Menor coste computacional por paso de tiempo que los métodos implícitos, se realizan pocas operaciones en cada ciclo temporal.
- El algoritmo es simple en lógica y en estructura, por lo que puede manejar fácilmente complejas no-linealidades.

- Comparado con las técnicas de eliminación directa Newton-Raphson requiere menor almacenamiento de datos.
- Requiere menor programación.
- Mayor fiabilidad del algoritmo (completar la simulación sin abortar el cálculo y con la precisión necesaria).
- Algoritmo elemento por elemento, todas las operaciones se realizan a nivel local y no se necesita ensamblar ninguna matriz de coeficientes global.
- Ecuaciones desacopladas. No almacena matrices globales, ni resuelve sistemas de ecuaciones simultáneas.
- La cantidad de memoria usada crece linealmente con modelo.

Inconvenientes:

- Es sólo condicionalmente estable, por lo que tienen que usarse pasos de tiempo pequeños.
- No se verifica la convergencia (equilibrio) global.

En el caso de problemas de dinámica rápida las ventajas de los métodos explícitos superan sus desventajas. El inconveniente de un paso de tiempo pequeño no es clave ya que los procesos que tienen lugar en los casos de explosiones sobre estructuras de hormigón ocurren en intervalos de tiempo muy reducidos. A su vez, al crecer la memoria empleada de forma lineal y no cuadrática, se pueden emplear modelos 3D en los que el número de elementos es muy elevado.

Por todo ello la elección del método se ajusta al problema, ya que en casos de dinámica rápida con grandes simulaciones 3D los modelos explícitos son más eficientes computacionalmente y más robustos para cálculo no lineal.

Por tanto, en este trabajo, se usa un código de elementos finitos con capacidad de integración explícita en el tiempo. Se elige el código LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)) que utiliza el método de diferencias centrales reseñado anteriormente.

2.3.2.1. Modelos inelásticos de material

Uno de los aspectos fundamentales de los métodos de elementos finitos son los modelos de material empleados. Éstos relacionan las deformaciones

con las tensiones en cada elemento finito. Además pueden controlar otros aspectos como la erosión.

Los modelos de material más avanzados varían de unos códigos de elementos finitos a otros por lo que se tratan los modelos de material para hormigón y acero implementados en LS-DYNA. Dada la amplitud de posibles modelos de material sólo se detallarán los empleados en este trabajo. Para un estudio más detallado sobre las ventajas e inconvenientes de cada material se puede consultar (Hallquist et al., 2013; Broadhouse, 1995; Govindjee et al., 1995; Khoe y Weerheijm, 2012; Murray, 2007; Murray et al., 2007; Schwer, 2002; Broadhouse y Neilson, 1987; Wu et al., 2012). Tampoco se detallan las características de los materiales que no van a ser usadas en este trabajo, tales como respuestas a cambios térmicos o velocidad de deformación.

La conveniencia de incluir en los modelos de material una formulación para tener en cuenta la variación de las propiedades mecánicas del hormigón debido a la velocidad de deformación es una cuestión abierta (Schwer y Windsor, 2009). El factor de incremento dinámico puede ser importante para valores elevados de la velocidad de deformación como se ha visto en el las gráficas de la figura 2.4, pero en el caso tratado en esta tesis, para explosiones moderadas en carga y distancia sobre estructuras de hormigón armado, la velocidad de deformación está en el entorno de 1 s^{-1} (Magnusson, 2007), lo que hace el factor de incremento dinámico sea reducido. Adicionalmente, en el caso que nos ocupa, los elementos con deformaciones elevadas son erosionados y eliminados del cálculo, por lo que no tienen una contribución importante en el problema, y en el resto de elementos de la estructura la velocidad de deformación va a ser muy inferior a 1 s^{-1} . Por estas razones la consideración de la velocidad de deformación en los modelos de material utilizados en las simulaciones de explosiones sobre estructuras de hormigón armado de este trabajo no es un factor clave en la modelización, y en consecuencia no se utilizará.

2.3.2.1.1. Acero: Piecewise Linear Plasticity

Es un modelo de material elastoplástico con una curva de tensión-deformación arbitraria. Incorpora un criterio de fallo controlado por la deformación plástica efectiva.

Su superficie de fallo viene definida de tal forma que la tensión desviadora cumple

$$\phi = \frac{1}{2}s_{ij}s_{ij} - \frac{\sigma_y^2}{3} \leq 0 \quad (2.23)$$

siendo σ_y

$$\sigma_y = \beta \left(\sigma_0 + f_h(\varepsilon_{eff}^p) \right) \quad (2.24)$$

donde σ_0 es el límite elástico, β un parámetro para tener en cuenta la velocidad de deformación, y $f_h(\varepsilon_{eff}^p)$ es la función de endurecimiento que se puede especificar manualmente o si se utiliza la opción por defecto es

$$f_h(\varepsilon_{eff}^p) = E_p(\varepsilon_{eff}^p) \quad (2.25)$$

siendo E_p el módulo de endurecimiento y ε_{eff}^p la deformación plástica efectiva.

Es un modelo de material que puede ser empleado tanto en elementos de continuo 3D como en láminas o en vigas.

2.3.2.1.2. Hormigón: Continuous Surface Cap Model (CSCM)

El modelo de hormigón *CSCM* surgió de la implementación de [Pelessone \(1989\)](#) de un modelo de cierre a compresión (*cap*). Este modelo fue adaptado para representar mejor la roca y el hormigón en 1991 por [Rubin \(1991\)](#). Entre 1994 y 1997 Schwer y Murray, basándose en los trabajos de Simó y sus colaboradores ([Simó y Ju, 1987](#)), incluyeron una formulación viscoelástica para tener en cuenta los efectos por velocidad de deformación y varias formas de daño que hacen posible modelizar el ablandamiento y fallo del hormigón.

Es un modelo de material que posee una transición continua entre las superficies de fallo y el cierre («*cap*») a compresión, y que tiene una implementación especial para simular el hormigón (*CSCM Concrete* ([Murray et al., 2007](#); [Murray, 2007](#); [Schwer, 2002](#); [Wu et al., 2012](#))). Las propiedades mecánicas del hormigón estándar están incorporadas al modelo como funciones de la resistencia a compresión y el tamaño máximo de árido. Es posible emplearlo para otros materiales como rocas si se proporcionan todas las características mecánicas.

Este material, sólo está disponible para elementos de continuo y no para elementos viga o lámina, y tiene las siguientes características (figura [2.11](#)):

- Isotrópo
- Con diferente comportamiento a tracción y a compresión.
- Tres superficies de fallo.
 - Fallo dominado por cortante
 - Fallo dominado por compresión

- Fallo dominado por tracción
 - Endurecimiento y ablandamiento por daño dúctil, en compresión.
 - Comportamiento cuasi-frágil con daño y rotura en tracción debido a la fisuración.
 - Aumento de la tensión de plastificación con la velocidad de deformación (Dynamic Increase Factor).
 - Erosión de elementos para una deformación dada.

Figura 2.11: Comportamiento del material CSCM: Diagrama tensión-deformación para hormigón de 30 MPa en tracción uniaxial no confinada, superficies de fallo 3D y cortes de la superficie en el plano desviador. Superficies de fallo tomadas de [Murray \(2007\)](#).

El modelo se puede definir a partir de 4 parámetros: densidad (ρ), límite elástico en compresión no confinada (f'_c), tamaño máximo de árido (D_{agg}) y una condición de erosión (ξ_{erode}), siendo generados el resto de parámetros de forma automática por el propio código para un hormigón estructural estándar. No obstante si se desea una definición detallada se dispone de un total de 37 parámetros posibles, cuyas descripciones y rangos vienen recogidos en

el manual de LS-DYNA para el material hormigón 159 (Murray, 2007) por lo que no se explicitan aquí.

El criterio de fallo incorpora tres zonas distintas que son: 1) fallo dominado por cortante, 2) fallo dominado por compresión y 3) fallo dominado por tracción. Estas tres superficies se expresan en función de los tres invariantes del tensor de tensiones y del parámetro de endurecimiento (κ).

La función de fallo es:

$$f(J_1, J_2', J_3', \kappa) = J_2' - \mathcal{R}^2 F_f^2 F_c \quad (2.26)$$

donde F_f es la superficie de fallo a cortante, F_c es el cierre a compresión (*hardening cap*) y $\mathcal{R}$ es el factor de reducción de Rubin.

Las tres superficies de fallo están definidas de la siguiente forma:

1. Para el fallo a cortante (*Shear Failure Surface*), en situaciones de tracción y bajas presiones de confinamiento:

$$F_e(J_1) = \alpha - \gamma e^{-\beta J_1} + \theta J_1 \quad (2.27)$$

siendo los valores α , β , γ y θ parámetros del material. Son elegidos de forma que la superficie se ajuste a las medidas del ensayo de compresión triaxial (TXC) en cilindros de hormigón.

2. Para el cierre a compresión (*Cap Model Compaction Surface*):

$$F_c(J_1, \kappa) = 1 - \frac{[J_1 - L(\kappa)][|J_1 - L(\kappa)| + J_1 - L(\kappa)]}{2[X(\kappa) - L(\kappa)]^2} \quad (2.28)$$

siendo κ el parámetro de endurecimiento (*hardening parameter*) y las funciones $L(\kappa)$ y $X(\kappa)$ definidas como sigue:

$$L(\kappa) = \begin{cases} \kappa & \text{si } \kappa > \kappa_0 \\ \kappa_0 & \text{si } \kappa \leq \kappa_0 \end{cases} \quad (2.29)$$

$$X(\kappa) = L(\kappa) + R F_f(L(\kappa)) \quad (2.30)$$

Siendo κ_0 el valor de J_1 antes de que comience el endurecimiento. Multiplicando las funciones de cortante y el cierre se consigue una superficie continua, quedando:

$$F_f(J_1, \kappa) = F_e \sqrt{F_c} \quad (2.31)$$

3. Para la tracción y torsión (*Rubin Scale Factor*): La función de escalado de Rubin $\mathcal{R}$ determina la resistencia del hormigón para cualquier estado tensional relativo a la resistencia en compresión triaxial (TXC). Las resistencias a TXE y TOR (tracción uniaxial y torsión) son simuladas mediante un escalado hacia atrás de la TXC mediante la función de Rubin $\mathcal{R}F_e$. La función de Rubin es una función de escalado que cambia la forma (el radio) de la superficie de fluencia en el plano desviador.

$$R = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4b_2b_0}}{2b_2} \quad (2.32)$$

Los parámetros de la función de Rubin se pueden encontrar en ([Murray, 2007](#)).

El modelo incorpora una formulación de daño que representa la reducción de la resistencia con la deformación una vez producida la aparición de fisuras. Sin ella se tendría un comportamiento perfectamente plástico, adecuado para hormigón confinado a altas presiones, pero que no sería realista para hormigón no confinado o a tracción. Su expresión es:

$$\sigma_{ij}^d = (1 - d)\sigma_{ij}^{vp} \quad (2.33)$$

donde d es un parámetro escalar de daño que transforma el tensor de tensiones sin daño, σ^{vp} , en el tensor de tensiones con daño, σ^d . El efecto de esta reducción es disminuir el módulo de rigidez y el módulo de cortante isotrópamente. El parámetro d es:

$$d = G(\tau) = 1 - \frac{(1 - A)r_0}{\tau} - Ae^{B(r_0 - \tau)}$$

cuyos parámetros se recogen en [Schwer \(2002\)](#).

El modelo CSCM cuenta con dos formulaciones de daño: daño dúctil en compresión y daño frágil en tracción, que permiten modelizar el descenso progresivo de la resistencia al aumentar la deformación una vez alcanzado el pico máximo de tensión.

El daño frágil depende de la deformación máxima principal, mediante la fórmula

$$\tau_b = \sqrt{E\varepsilon_{max}^2} \quad (2.34)$$

donde τ_b es un término de energía que depende de la acumulación total de deformación por medio de ε_{max} . El daño frágil comienza cuando τ_b excede un umbral prefijado.

El daño dúctil depende de la deformación total, a través de todas sus componentes ε_{ij} según la fórmula

$$\tau_d = \sqrt{\frac{1}{2} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}} \quad (2.35)$$

donde τ_d es un término de energía y las componentes de tensión σ_{ij} son las obtenidas antes de la aplicación del daño. El daño dúctil comienza cuando τ_d excede un umbral prefijado.

En la formulación de daño el modelo mantiene la energía de fisuración independiente del tamaño del elemento, coherentemente con el proceso físico de la fisuración cohesiva. La figura 2.11 muestra para una extensión uniaxial el comportamiento del daño y ablandamiento del modelo sometido a tracción.

Respecto a la superficie de endurecimiento en compresión no confinada, la curva tensión-deformación del hormigón manifiesta una no linealidad caracterizada por una mayor dilatación en las cercanías de pico de tensión. Este comportamiento es modelado mediante una superficie de fallo inicial, que endurece hasta coincidir con la superficie de fallo anterior. Adicionalmente se incluye una condición de erosión con la que el elemento es eliminado del cálculo cuando el daño es mayor de 0,99 y la deformación máxima principal llega a un límite establecido (ξ_{erode}), permitiendo el modelo la aparición de huecos que simulan el desprendimiento de zonas del hormigón. Este criterio de erosión basado en la deformación es el recomendado para geomateriales y hormigón, en lugar de criterios de erosión por paso de tiempo, deformación plástica efectiva u otros basados en tensión.

2.3.2.1.3. Hormigón: Eurocode 2 Model (Concrete EC2)

Es un modelo de material diseñado para simular hormigón en masa, acero de armado o una combinación de ambos. El modelo incluye rotura en tracción y en compresión, fluencia de la armadura, ablandamiento del hormigón y fallo. El modelo *Concrete EC2* se puede aplicar sólo en elementos viga o lámina de Hughes-Liu.

Las propiedades mecánicas del modelos de material se obtienen de acuerdo con el Eurocódigo 2. La curva usada para el diagrama tensión-deformación en la rama de compresión es la recogida en el [Eurocódigo 2, 2004](#):

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k + 2)\eta} \quad (2.36)$$

Donde:

- $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$

- $\varepsilon_{c1} = -0,0022$ (deformación correspondiente a la tensión de compresión máxima f_c)
- $k = (1,1E_{c,nom}) \cdot \varepsilon_{c1}/f_c$

La forma del diagrama tensión-deformación se recoge en la figura 2.12.

Figura 2.12: Diagrama tensión-deformación del material *Concrete EC2*. Figura obtenida de [Hallquist et al. \(2013\)](#).

Los parámetros necesarios para definir el modelo de material *Concrete EC2* son: densidad, límite elástico a compresión del hormigón, límite elástico a tracción del hormigón, tipo de árido (calcáreo o silíceo), módulo de endurecimiento del hormigón, el modulo elástico del acero, el módulo de Poisson del acero, la tensión de rotura del acero, el tipo de refuerzo según el Eurocódigo, y las fracciones de armado en dos direcciones perpendiculares. Mediante las fracciones de refuerzo se puede controlar si se considera sólo hormigón en masa (fracción 0 %), si se considera sólo acero de armado (fracción 100 %) o si hay una combinación de ambos.

2.3.2.2. Modelos de propagación de onda explosiva en la atmósfera

En el caso de la simulación de explosiones mediante el método de los elementos finitos existen varias opciones para calcular la acción que producen sobre una estructura.

Una primera posibilidad es aplicar las presiones debidas a la explosión, tal y como se han descrito en el apartado 2.2.4 sobre la estructura de hormigón. La segunda posibilidad es modelar directamente el material explosivo y calcular la transmisión de la onda explosiva producida con la detonación.

La primera opción tiene el inconveniente de no poder recoger las posibles interacciones de unas ondas con otras cuando son reflejadas al impactar con la estructura. Del mismo modo no puede tener en cuenta las distorsiones causadas cuando existe un obstáculo antes de la estructura en la que se aplican las presiones, ni tampoco la pérdida de energía de la onda en el caso de que perfore y atraviese un elemento constructivo (por ejemplo un forjado). Algunos ejemplos de estudios de explosiones con formulaciones analíticas son los de [Brode \(1955\)](#); [Kingery y Bulmash \(1984\)](#); [Alonso et al. \(2006\)](#).

La segunda opción simula adecuadamente los fenómenos de reflexión, la parte de la onda que se transmite entre forjados o los efectos que provocan posibles obstáculos en el camino de la onda. Pero tienen el inconveniente de tener unos costes computacionales prohibitivos en el caso de grandes modelos como los tratados en este trabajo. Como ejemplos de estudios de explosiones con formulaciones acopladas lagrangianas-eulerianas se pueden citar los de [Slavik \(2009\)](#); [Luccioni y Ambrosini \(2005\)](#); [Schwer \(2010\)](#).

El trabajo de [Tabatabaei y Volz \(2012\)](#) compara estos métodos indicando sus ventajas e inconvenientes.

En el apartado 3.2 se mostrarán las posibles opciones disponibles para la acción explosiva en el código LS-DYNA.

2.3.2.3. Técnicas especiales de modelización

Control de modos de energía nula (*hourglassing*)

El «*hourglassing*» es un fenómeno que se puede producir en mallas con elementos subintegrados (con un punto de integración). Los elementos se deforman simétricamente, quedando cada dos elementos con una forma parecida a un reloj de arena (figura 2.13), de forma que el continuo se deforma sin cambiar su estado tensional.

Son modos de deformación con energía nula en la que no se altera en absoluto el estado tensional del elemento, sino que tan solo repercuten en su geometría, y pueden aparecer tanto en elementos de dos dimensiones como en elementos de continuo de tres dimensiones. Los modos de *hourglassing* no deseados tienden a tener periodos que son típicamente mucho menores que los modos de respuesta estructural, y a menudo se observa que son oscilatorios.

Una forma de evitar los modos de *hourglassing* es con un amortiguamiento viscoso o con una pequeña rigidez elástica que son capaces de detener

Figura 2.13: Forma de una malla de elementos finitos con *hourglassing* en dos dimensiones.

la formación anómala de estos modos. Dos de los primeros algoritmos desarrollados para el control de hourglass fueron desarrollados por Kosloff and Frazier en 1974 ([Kosloff y Frazier, 1978](#)) y Wilkins *et al* en 1974 ([Wilkins et al., 1974](#)). Un tratamiento más riguroso es el desarrollado por Flanagan and Belytschko en 1981 ([Flanagan y Belytschko, 1981](#)), con el uso de una contribución adicional a la matriz de rigidez llamada matriz de estabilización.

El control de *hourglassing* se recomienda siempre para los elementos de continuo subintegrados, como los empleados en este trabajo. En el listado 6 del apéndice A.2 se muestran los parámetros empleados en LS-DYNA.

Contactos

La modelización de los contactos se establece mediante una condición geométrica. Esta condición es que la distancia entre los contornos de los cuerpos que contactan siempre tiene que ser mayor o igual a cero.

Las posibles superficies de contacto se conectan con elementos de contacto.

En LS-DYNA se refieren tres métodos para computar el contacto, que son:

1. Método de restricciones cinemáticas, basado en multiplicadores de Lagrange
2. Método de penalización
3. Método de parámetros distribuidos, métodos del tipo «Lagrangiano aumentado»

En este trabajo se utilizan métodos de penalización, por lo que no se tratan aquí las otras dos metodologías, que pueden consultarse en [Hallquist \(1976\)](#) y [Hallquist \(2006\)](#).

El método de contacto por penalización consiste en el emplazamiento de «muelles» normales a la superficie entre los nodos que penetran y la superficie de contacto. El tratamiento para métodos explícitos o implícitos es similar con la excepción de que en los implícitos la matriz de rigidez de los muelles debe ser ensamblada en la matriz de rigidez global.

Comparando con el método de restricciones cinemáticas, el método de penalización puede excitar modos de hourglass, debido a la simetría de la formulación. Aparte de eso no hace falta ningún otro tratamiento de las superficies, por lo que la implementación del algoritmo es muy simple.

Dentro del método de penalización destacamos tres implementaciones:

1. *Standard penalty formulation.*
2. *Soft constrained penalty formulation:* Diseñada para contactos entre superficies con muy diferentes propiedades de los materiales que contactan. La rigidez se actualiza durante el cálculo.
3. *Segment-based penalty formulation:* Se usan segmentos en la superficie esclava en vez de nodos en la superficie maestra.

La rigidez de la interfaz se elige del mismo orden de magnitud que la rigidez del elemento normal a la superficie. Como consecuencia, el paso de tiempo no se ve afectado por la existencia de interfaces de contacto. Si la presión en la interfaz se hace demasiado grande se pueden producir penetraciones. Podemos resolver estos problemas aumentando la rigidez del contacto y reduciendo el paso de tiempo. Si esta mejora conduce a un paso de tiempo demasiado reducido, para tratar los problemas de interacción explosivo-estructura se implementa en LS-DYNA una opción de «*sliding-only*», basada en la penalización usando segmentos.

Erosión

El proceso en el que el hormigón se fractura, y se produce una discontinuidad en el continuo también debe ser modelado en el cálculo de elementos finitos, especialmente en el caso de explosiones sobre estructuras de hormigón armado donde los daños pueden ser muy elevados.

Los elementos de la malla del modelo están unidos por medio de nodos, que son comunes a varios elementos. Cuando un elemento llega a su límite de fallo, en el que ha perdido toda su capacidad resistente, se puede deformar indefinidamente sin carga adicional. Esto produce grandes distorsiones en algunos elementos de la malla que pueden ocasionar problemas numéricos y que no están representados la realidad de la física del problema.

Para aproximarse al comportamiento real una opción es utilizar un algoritmo de erosión, de forma que los elementos puedan ser eliminados cuando cumplen determinados criterios. De este modo se puede crear una «fractura» en el modelo. Estas formulaciones tienen la ventaja adicional de impedir grandes distorsiones en mallas lagrangianas, evitando posibles problemas numéricos en el cálculo de la solución.

Al ser un proceso numérico que no tiene una contrapartida directa en la física del problema es necesario la calibración de los parámetros de erosión para obtener una respuesta realista de la simulación.

En el código LS-DYNA algunos modelos de material tienen un criterio de erosión propio, como puede ser el *CSCM Concrete*. También es posible incluir un criterio de erosión a cualquier modelo de material mediante la formulación *Mat Add Erosion* (Hallquist et al., 2013). Un estudio sobre criterios de erosión en casos de explosión es el realizado por Luccioni y Aráoz (2011).

2.4. Aplicaciones en problemas de impacto y explosión

El cada vez mayor interés en el comportamiento de las estructuras de hormigón armado sometidas a acciones explosivas ha hecho que se presenten un número creciente de trabajos, tanto de ensayos como de simulaciones.

Sin el ánimo de realizar aquí una revisión exhaustiva de las publicaciones sobre explosiones sobre estructuras o elementos constructivos de hormigón se señalan algunos trabajos relacionados con las técnicas descritas que se han usado en este trabajo.

En los últimos años se han realizado algunos ensayos y se han validado modelos de elementos finitos con algunas de las características que se proponen en esta tesis.

2.4.1. Validación de la formulación *Constrained Lagrange in Solid*

Es el primer ensayo con simulación en LS-DYNA en el que se usa la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. En este trabajo Abu-Odeh (2008) realiza un estudio para el *Texas Transportation Institute* en el que se simula el impacto de un bogie ferroviario contra una barrera tipo New Jersey de hormigón armado.

Se utiliza el código LS-DYNA y varios modelos de material para el hormigón, entre ellos el modelo (*CSCM Concrete*), un método de penalización

Figura 2.14: Comparación entre ensayo y modelo. Figuras tomadas de [Abu-Odeh \(2008\)](#).

para la unión con el acero (*Constrained Lagrange in Solid*), ambos utilizados en esta tesis.

Como se observa en la figura 2.14 el modelo es capaz de simular correctamente el impacto.

2.4.2. Ensayo de explosiones sobre losas de hormigón armado por Silva y Lu. Simulación de los resultados por Bermejo *et al.*

En el artículo de [Silva y Lu \(2009\)](#) se ensayan varias losas de hormigón armado, con diferentes cuantías de armado y diferentes cargas explosivas.

Hay dos tipos de losas a ensayar, ambas apoyadas sobre dos vigas de acero con dimensiones $120 \times 120 \times 9$ cm armadas en una sola cara con diferentes cuantías de acero: la serie (I) con 0,50 % de cuantía y la serie (II) con 0,18 % de cuantía. Los materiales empleados son hormigón de 27,6 MPa y acero de 414 MPa, con módulo elástico de 200 GPa y tensión de rotura de 621 GPa

Se ensayan frente a explosión ambas losas con las cargas y distancias reseñadas en el cuadro 2.1. El objeto es graduar la carga y distancia necesarias para imponer ciertos niveles de daño a las losas.

Caso	Ia	Ib	Ic	Id	IIa	IIb	IIc	IId
Carga (kg TNT)	0.41	0.77	2.00	2.83	0.29	0.54	1.00	1.41
Distancia (m)	0.9	0.9	0.3	0.3	0.9	0.9	0.3	0.3

Cuadro 2.1: Casos analizados dentro de cada serie.

Se reproduce el ensayo mediante simulación en el código LS-DYNA ([Bermajo et al., 2015](#)). En el modelo se emplea una malla de elementos finitos de continuo con modelo de material *CSCM Concrete* para el hormigón (características: $\rho = 2320 \text{ kg/m}^3$, $f'_c = 27,6 \text{ MPa}$, $D_{agg} = 19 \text{ mm}$, $\xi_{erode} = 1,05$) y una malla de elementos viga con modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* (características: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, $E = 200 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$, $\sigma_y = 414 \text{ MPa}$, deformación de rotura $\varepsilon_u = 14 \%$) que simulan la armadura. Ambos materiales se modelan segregados y se unen por medio de la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. Se llega a una buena correlación de resultados como muestra la figura 2.15 en todos los casos estudiados.

Figura 2.15: Simulación de los ensayos de Silva y Lu mediante elementos de continuo 3D. Fotografías superiores tomadas del artículo de [Silva y Lu \(2009\)](#).

2.4.3. Otras simulaciones de explosiones sobre elementos constructivos

Se pueden mencionar otros trabajos relacionados.

- «Numerical Analysis of Dynamic Behavior of RC Slabs Under Blast Loading» de [Hao y Zhongxian \(2009\)](#), en el que se usa el modelo de material Johnson-Holmquist para el hormigón en simulaciones en LS-DYNA de explosiones sobre losas de hormigón.
- «Modelling of a Reinforced Concrete Panel Subjected to Blast Load by Explicit Non-linear FE Code» [Tanapornraweekit et al.](#), en el que se es-

tudia la respuesta de un panel de hormigón armado simulado mediante el material de hormigón *Concrete Damage Release 3*,

- «Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading», tesis doctoral de [Magnusson \(2007\)](#). Se realizan ensayos de explosión sobre vigas y su análisis mediante métodos SDOF.
- «Blast Response Analysis of Reinforced Concrete Slabs: Experimental Procedure and Numerical Simulation» de [Morales-Alonso et al. \(2011\)](#), simulan la explosión sobre pequeñas losas de hormigón mediante el modelo de material *Winfrith*.
- «Air blast resistance of full-scale slabs with different compositions: Numerical modeling and field validation» de [Castedo et al. \(2015\)](#), en el que se ensayan y modelizan losas con modelo de material *CSCM Concrete*.

2.4.4. Estudio del colapso progresivo del edificio de la AMIA

En 2004 Luccioni *et al* estudian el atentado contra el edificio de la Asociación Mutual Israelita Argentina (AMIA) de 1994 que se realizó con un coche bomba y que produjo el colapso progresivo de parte del edificio. Se estima que hubo una carga de 400 kg de TNT colocada en el hall del edificio. En su artículo «Analysis of building collapse under blast loads» de [Luccioni et al. \(2004\)](#) utilizan un modelo de material homogeneizado para simular el hormigón armado en el código AUTODYN. Se emplea una malla euleriana para calcular la propagación de la onda a través de una malla de aire. La estructura de hormigón utiliza una malla lagrangiana. Las columnas, vigas y losas son modeladas mediante elementos de continuo 3D y para las paredes se utilizan elementos lámina.

2.4.5. Otros estudios de explosiones sobre edificios completos o colapso progresivo

Los siguientes trabajos son ejemplos del análisis de explosiones sobre edificios completos y de estudios sobre el colapso progresivo.

- «Retrofit methods to mitigate progressive collapse» de [Crawford \(2002a\)](#), en el que se recogen técnicas constructivas para paliar el posible colapso de una estructura, tanto en edificaciones con acero como con hormigón,

Figura 2.16: Simulación del atentado del edificio de la AMIA. Imagen tomada de [Luccioni et al. \(2004\)](#).

tales como el confinamiento de columnas de hormigón o facilitar la formación de rótulas plásticas en uniones de acero.

- «Structural collapse: quarter-scale model experiments», informe técnico de [Woodson y Baylot \(1999\)](#) y «Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures» de [Krauthammer et al. \(2002\)](#), en los que se ensaya una estructura de dos plantas de hormigón armado a escala $1/4$ sometida a una explosión y se simula la respuesta de la columna más cercana a la explosión mediante elementos finitos.
- «Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings» de [Jayasooriya et al. \(2011\)](#). Este trabajo propone estudiar por separado una estructura de dos plantas y nueve pilares de forma global mediante cálculo matricial y los efectos locales de la explosión mediante un código de elementos finitos.
- «Building blast simulation and progressive collapse analysis» de [Krauthammer y Cipolla \(2007\)](#), en el que se simula colapso progresivo en una estructura de acero mediante ABAQUS/Explicit.
- «Full-scale testing of reinforced concrete column retrofits to resist blast loads» de [Morrill et al. \(2001\)](#), en el que se analiza la mejora de la respuesta frente a explosión de columnas al confinarlas con chaqueta de acero o con la utilización de fibras en el hormigón.

2.5. Conclusiones

Existe un interés creciente en la simulación de explosiones sobre estructuras de hormigón armado.

No existe una metodología general para abordar el problema.

Las simulaciones más precisas (exceptuando los ensayos a escala real) son las realizadas mediante elementos finitos.

La integración en el tiempo mediante métodos explícitos en el tiempo es la más adecuada para tratar problemas de dinámica rápida y grandes deformaciones.

Existen modelos de material cada vez más precisos, y la capacidad de cálculo crece cada día, pero aún así el coste computacional se vuelve prohibitivo si se utilizan los modelos muy detallados para un edificio completo.

Capítulo 3

Modelos de elementos finitos para explosiones sobre estructuras de hormigón armado

En este capítulo se presentan los modelos de elementos finitos desarrollados para la evaluación de la acción explosiva sobre hormigón armado. Se emplea el método de elementos finitos con cálculo explícito, modelos de material recientemente implementados y formulaciones analíticas para el cálculo de la historia de presiones generada por la explosión.

Se analizan dos tipos de modelos, dependiendo del tipo de elementos finitos que se utilizan y del nivel de detalle de la geometría del modelo con respecto a la realidad simulada.

El primer tipo de modelo utiliza elementos finitos de continuo 3D para el hormigón, elementos finitos tipo viga para las barras de acero corrugado del armado y una formulación de unión de ambos de forma que trabajan conjuntamente como hormigón armado, pero de forma segregada. La geometría del modelo es igual a la de las estructuras reales simuladas, tanto en la geometría del hormigón como en la disposición de cada una de las barras de armado.

El segundo tipo de modelos utiliza elementos finitos tipo lámina para el hormigón y elementos viga para el armado. La unión entre ambos se realiza mediante la imposición de compatibilidad de movimientos de nodos comunes. La geometría del modelo es equivalente a la estructura simulada pero no idéntica al usarse elementos 2D para el hormigón. Se disponen elementos viga de acero con cuantías equivalentes al armado real, calculándose su posición relativa dentro del hormigón.

A lo largo de este trabajo, por simplicidad, estos dos tipos de modelos se llaman modelos de EF de continuo y modelos de EF estructurales.

En los apartados siguientes se desarrollan en detalle estos modelos, explicando sus características, validando sus resultados y exponiendo sus posibles usos para el análisis de estructuras reticuladas de hormigón armado.

3.1. Ingredientes básicos de los modelos

Para realizar un cálculo por el método de elementos finitos hay que elegir una formulación para cada tipo de elemento, unos modelos constitutivos de los materiales que relacionen tensiones y deformaciones, más unas acciones y desplazamientos impuestos o restringidos.

3.1.1. Tipos de elementos

En los modelos utilizados en este trabajo se emplean elementos de continuo 3D, láminas y vigas, con las siguientes formulaciones:

- Para los elementos de continuo 3D se utilizan paralelepípedos lo más cercanos posibles a cubos con una formulación de tensión constante, esto es, utilizando un único punto de Gauss. En este caso de cálculo explícito es conveniente utilizar un único punto ya que reduce el consumo de recursos computacionales, pero es conveniente añadir una formulación para controlar el posible *hourglassing* (Hallquist et al., 2013; Belytschko et al., 1984b; Kosloff y Frazier, 1978) que puede producirse en casos con simetrías.
- Se utilizan láminas 2D rectangulares, lo más parecidas posibles a cuadrados. La formulación de láminas es la de Belytschko-Tsay (Belytschko y Chen-Shyh, 1981; Belytschko et al., 1984a), con dos puntos de Gauss en el espesor.
- En las vigas, de una dimensión, se utiliza la formulación de Hughes-Liu (Hughes y Liu, 1981a,b; Ahmad et al., 1970) con integración en la sección de 2×2 puntos de Gauss. Esta formulación considera la resistencia a flexión, no sólo a compresión y tracción.

Dada la importancia de los modelos de material y de la acción explosiva se explican y comprueban en detalle a continuación.

3.1.2. Modelos de materiales

El modelo de hormigón usado en elementos de continuo 3D es el *Continuous Surface Cap Model (CSCM)* (Wu et al., 2012; Murray, 2007; Schwer,

2002; Murray et al., 2007) implementado en LS-DYNA. Como se ha visto en el apartado 2.3.2.1 este modelo de material tiene diferente comportamiento a tracción y compresión, tres superficies de fallo (fallo dominado por cortante, fallo dominado por tracción y fallo dominado por compresión), endurecimiento y ablandamiento por daño dúctil en compresión, comportamiento cuasi-frágil con daño y rotura en tracción y una formulación de erosión. La figura 3.1 muestra el diagrama tensión-deformación de un hormigón de 30 MPa de límite elástico cuando es sometido a compresión y tracción uniaxial. La gráfica se ha obtenido realizando un modelo con un único elemento de continuo 3D de forma cúbica al que se le impone desplazamiento uniaxial no confinado. El listado 1 del apéndice A.1 muestra los valores de los parámetros usados en la definición del material.

Este modelo de material es válido sólo para elementos de continuo 3D, no para láminas o vigas.

Figura 3.1: Validación de material *CSCM*. Diagrama tensión-deformación de hormigón de 30 MPa obtenido mediante la realización de una simulación de desplazamiento impuesto uniaxial no confinado en un único elemento de continuo.

El modelo de hormigón usado en elementos lámina es el *Concrete EC2*, basado en el Eurocódigo 2. En el apartado 2.3.2.1 se describen en detalle las

características de este modelo de material, que tiene diferente comportamiento a tracción y compresión, ablandamiento en compresión y daño debido a fisuración en tracción. Además incluye la posibilidad de considerar el armado de forma homogeneizada, en dirección longitudinal en las vigas y en las dos direcciones perpendiculares del plano que define las láminas. Esta última característica no va a ser utilizada para simular la armadura longitudinal puesto que una formulación segregada como la que se usa en este trabajo obtiene mejores resultados, pero sí puede ser usada para tener en cuenta la contribución de armados transversales (cercos, etc). La capacidad de erosión de los elementos se logra con una formulación adicional (*Mat Add Erosion*) que monitoriza la deformación máxima y erosiona el elemento si es superada.

Este modelo de material es válido sólo para vigas de Hughes-Liu y láminas.

Figura 3.2: Validación de material EC2. Diagrama tensión-deformación de hormigón de 30 MPa y el mismo hormigón con una cuantía del 1 %. Ambas curvas se obtienen mediante realización de una simulación de desplazamiento impuesto uniaxial no confinado en un único elemento lámina.

La figura 3.2 muestra el diagrama tensión-deformación de un hormigón de 30 MPa de límite elástico cuando es sometido a compresión y tracción uniaxial. El listado 2 del apéndice A.1 muestra los valores de los parámetros

usados en la definición del material. La misma figura 3.2 muestra el diagrama tensión-deformación del mismo hormigón pero con una contribución del 1 % de acero de forma homogeneizada en el material, que incrementa su límite elástico y módulo elástico a compresión y tracción, y aumentando en tracción la deformación antes del comienzo del daño debido a fisuración.

La formulación *Mat Add Erosion* (Hallquist et al., 2013) permite controlar la erosión en función de varios parámetros. Es posible establecer varias condiciones simultáneas que deben cumplirse para que el elemento sea erosionado. El listado 3 del apéndice A.1 muestra los parámetros usados para incluir la erosión en el modelo de material EC2.

El modelo de material usado para el acero es el *Piecewise Linear Plasticity* implementado en LS-DYNA. Es un modelo elastoplástico bilineal con rotura por deformación y erosión.

Figura 3.3: Validación de material *Piecewise Linear Plasticity*. Diagrama tensión-deformación de acero B500S. La curva se obtiene mediante la realización de una simulación de desplazamiento impuesto en un único elemento viga.

El criterio de rotura y erosión es la deformación plástica efectiva. En el caso de barras corrugadas B500S el criterio se ajusta para obtener una deformación de rotura del 12 %. Cuando un elemento supera la deformación

plástica efectiva ese elemento deja de contribuir, haciéndose su tensión nula y produciéndose la erosión. Este modelo de material se va a emplear en elementos viga de Hughes-Liu, adecuados para simular el comportamiento de las barras corrugadas de acero de armado de forma segregada.

3.1.3. Métodos de unión de materiales

La resistencia del hormigón a tracción es mucho menor que a compresión, por lo que se utilizan barras de acero de armado para mejorar el comportamiento a tracción, limitar la fisuración, aumentar la ductilidad y mejorar la resistencia de la pieza por efecto del confinamiento. El armado queda embebido en el hormigón y ambos materiales responden conjuntamente a las sollicitaciones.

En la modelización del hormigón armado es necesario simular correctamente este comportamiento conjunto de ambos materiales. Para ello se presentan en este trabajo dos posibilidades.

La primera es que algunos de los nodos de la malla de elementos de continuo (hormigón) coincidan con los nodos de la malla de elementos viga (armadura) de forma que se imponen movimientos comunes en ambos materiales. De este modo la armadura representada por los elementos viga se deforma solidariamente con los elementos de continuo del hormigón, ya que los desplazamientos de los nodos de unos y otros son idénticos. Es recomendable que el espaciamiento entre nodos comunes de los elementos de continuo y los elementos viga sea mayor que la longitud de los propios elementos, esto es, que los nodos comunes no sean consecutivos en la malla. Esto es debido a que si se tiene un elemento de continuo de ocho nodos que sobre una de sus aristas tiene un elemento viga de dos nodos, el efecto de la unión se concentra localmente en ambos elementos produciéndose deformaciones anómalas. Uno de los principales inconvenientes de este método es que requiere una cuidadosa definición de la malla de elementos finitos para hacer coincidir los nodos de los elementos sólidos y los elementos viga. Esto conlleva limitaciones que en determinados casos pueden resultar prohibitivas; en el diseño de la pieza de hormigón armado las barras de acero se colocan con un recubrimiento de pocos centímetros, y para respetar un mallado regular con esta condición hace falta tener elementos sólidos de un tamaño no mayor que este recubrimiento, lo que conlleva una malla con gran número de elementos y el consiguiente coste computacional. Además hay que recordar que usando cálculo mediante métodos explícitos con integración en el tiempo el paso de tiempo viene condicionado por el menor de los elementos de la malla, por lo que el tiempo de cálculo también aumenta.

La segunda posibilidad es utilizar la formulación de LS-DYNA *Constrai-*

ned Lagrange in Solid (Abu-Odeh, 2008; Hallquist et al., 2013) que impone la compatibilidad de deformaciones mediante una técnica de penalización (Oden et al., 1982). Esta formulación permite situar los elementos viga del armado embebidos en cualquier parte de la malla de elementos de continuo de hormigón, de forma que ambos materiales están segregados pero trabajan conjuntamente. Las características de esta formulación proporcionan la ventaja de eliminar el requisito de nodos comunes, y en consecuencia tanto la necesidad de ajustar las mallas de ambos materiales como el condicionante geométrico del recubrimiento, con la consiguiente reducción del coste computacional.

La figura 3.4 muestra un ejemplo de validación de la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. El modelo tiene unas dimensiones de $1 \times 1 \times 3$ m con tres elementos de continuo y embebidos en esa malla tres vigas de acero de sección $0,005 \text{ m}^2$. Los elementos de continuo extremos son de un material completamente rígido y el central tiene el modelo de material *CSCM Concrete* para hormigón de 30 MPa. Las vigas de acero emplean el modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* con las características de un acero de 240 MPa de límite elástico. Se trata de un modelo dinámico y explícito en el que la probeta definida es sometida a tracción uniaxial mediante una fuerza impuesta aplicada en un extremo de forma lineal, quedado fijo el extremo opuesto. Al alcanzarse la rotura del hormigón a tracción la fuerza resistida por éste pasa a ser soportada totalmente por el acero con unas oscilaciones intermedias debido a la discontinuidad (pues es un cálculo dinámico). En la figura 3.4 se muestra la fuerza conjunta de hormigón y acero y las fuerzas soportadas por cada uno de los materiales, comprobándose la transferencia de fuerza resistida de un material a otro.

En la figura 3.5 se muestra como aumenta bruscamente la deformación de la viga en el momento en el que el hormigón falla y el acero tiene que soportar toda la carga. También se muestra el diagrama tensión-deformación obtenido del elemento de continuo de hormigón en el que se ve el fallo del hormigón a tracción.

A la vista de estos dos métodos que permiten acoplar los elementos de hormigón y acero es claro que la formulación *Constrained Lagrange in Solid* presenta las mayores ventajas, pero para poder usarla se necesita que unos elementos estén embebidos en la malla de los otros. Esto no es posible en los modelos de láminas, puesto que todos los elementos usados son 2D o 1D. Por tanto en los modelos de láminas hay que usar nodos comunes para tratar de forma conjunta el hormigón y el acero que se modelan de forma segregada. Este modo de unión lleva a que las barras de armado son modeladas en el plano medio que el hormigón, por lo que no se hace diferencia entre armado superior e inferior. Esta diferencia es clave en la caracterización de varios

Figura 3.4: Validación de la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. Malla del modelo empleado en elementos de continuo rígidos en verde y elemento de continuo con material *CSCM Concrete* en rojo. Vigas de acero en el centro de modelo en azul.

Figura 3.5: Validación de la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. A la izquierda historia de deformación en la viga de acero central. A la derecha diagrama tensión-deformación en el elemento central de hormigón.

elementos constructivos como por ejemplo en una losa: el armado varía considerablemente entre la cara inferior y la superior del armado, siendo situado de forma óptima para resistir la flexión y el cortante en la misma. Por tanto, para conseguir una simulación más precisa, es necesario tener en cuenta esa excentricidad de las vigas que representan las barras corrugadas respecto del plano en el que se definen las láminas que representan el hormigón. Para ello

se utiliza la formulación *Beam Offset* ([Hallquist et al., 2013](#); [Bermejo et al., 2011](#)) que permite considerar la excentricidad de las vigas respecto al plano en el que son definidas.

3.2. Modelos de la acción explosiva

El fenómeno físico producido por una explosión consiste en una onda de presión de amplitud finita que se origina cuando un material explosivo cambia su estado químico liberando rápidamente energía y ocasionando un elevado incremento de volumen. Esta onda de presión es una onda de choque supersónica que se propaga por el medio adyacente a la explosión en un tiempo muy corto. Cuando esta onda incide sobre una estructura se produce una onda reflejada que se compone con la anterior. Esta onda de presión reflejada tiene la misma forma que la de la presión incidente pero el pico de presión es mayor, pudiendo alcanzar, dependiendo de la inclinación con que llega al obstáculo y de la potencia de la explosión, hasta doce veces el valor correspondiente a la onda incidente ([Krauthammer, 2008](#); [TM 5-855-1, 1978](#)).

El incremento de presión provocado por la explosión se conoce como sobrepresión y en un punto fijo evoluciona en el tiempo según la curva de Friedlander, presentada en el figura 2.7. La máxima sobrepresión se produce a la llegada de la onda de choque al punto estudiado, y en ese punto la presión va disminuyendo según el frente de onda se aleja, llegando a una fase negativa en la que disminuye por debajo de la presión atmosférica creando una presión relativa negativa que produce succión. En el espacio la presión disminuye con el cubo de la distancia.

Las presiones generadas por la explosión transmiten cargas impulsivas a las estructuras que se encuentran en su zona de acción. Existen fundamentalmente tres métodos ([Tabatabaei y Volz, 2012](#)) para simular mediante elementos finitos las cargas generadas por la acción explosiva:

1. Aplicación de las presiones mediante el empleo de funciones temporales de la presión suministradas por fórmulas empíricas (metodología CONWEP ([Hyde, 1991](#)));
2. Aplicación de las presiones mediante el uso de modelos acoplados y muy detallados de dinámica de fluidos (CFD).
3. Aplicación de las presiones utilizando una metodología mixta CONWEP-CFD ([Slavik, 2009](#); [Schwer, 2010](#)).

El primer método es analítico y por tanto tiene un coste computacional muy reducido. Es adecuado para el estudio de modelos de geometrías sencillas. Calcula todos los efectos geométricos (distancias y ángulos) de la llegada de la onda a distintas zonas de la estructura y su reflexión, pero no tiene en cuenta los efectos de las ondas reflejadas sobre otros paramentos ni considera el paso de la onda explosiva por las posibles aberturas producidas en la estructura. Las presiones calculadas analíticamente se aplican directamente en los nodos del modelo de elementos finitos lagrangiano que simula la estructura.

El segundo método se basa en realizar un cálculo ALE (Arbitrario Lagrangiano Euleriano) en el que se modela el aire con una malla euleriana a la que se asigna un modelo de material y una curva de estado (EOS). El explosivo se malla con un modelo de material propio y se le asigna también una curva de estado. La estructura se realiza con una malla lagrangiana y se acoplan la malla euleriana del aire y la malla lagrangiana de la estructura. Tiene un coste computacional muy elevado debido a la necesidad de una gran cantidad de elementos de pequeño tamaño para computar correctamente la transmisión de la onda a través de la malla euleriana. Tiene la ventaja de calcular los fenómenos de reflexión, la parte de la presión y energía que pasan por una abertura en la estructura (por ejemplo un forjado) ocasionada por la propia explosión y es necesario para el análisis de geometrías complejas. Pero no es adecuado para el estudio de grandes modelos porque necesitaría recursos de cálculo prohibitivos.

La tercera vía consiste en utilizar la malla euleriana de aire sólo en el entorno de la estructura, no en todo el dominio desde la explosión. Mediante fórmulas analíticas se transmiten las presiones a la malla euleriana de aire y ésta se acopla con la malla lagrangiana de la estructura. Tiene un coste computacional moderadamente elevado, tiene en cuenta los fenómenos de reflexión y la parte de la presión y energía que pasa por las aberturas en la estructura y permite el estudio de estructuras más complejas que la metodología CONWEP. El coste computacional en aplicaciones para edificios completos es excesiva, pero una aproximación a esta metodología se discute en el apartado 3.4.

Por tanto en este trabajo se ha usado el primer método, la formulación CONWEP implementada en LS-DYNA. Se utiliza el comando *Load Blast Enhanced* (Hallquist et al., 2013) de LS-DYNA que es una mejora de la implementación de Randers-Pehrson y Bannister (Randers-Pehrson y Bannister, 1997) en DYNA3D. Dicha implementación usa las ideas y datos del trabajo de Kingery y Bulmash (1984). Proporciona unos valores de presiones coincidentes con el código CONWEP (Conventional Weapons Effects), de acuerdo a los resultados experimentales recogidos en el TM-5-855-1 (TM

5-855-1, 1978; DoD, 2008).

El comando *Load Blast Enhanced* tiene un intervalo de distancia escalada en el que las curvas experimentales son aplicables, que para explosiones de carga esférica en aire libre es:

$$0,147 [\text{m/kg}^{1/3}] < Z < 40 [\text{m/kg}^{1/3}]$$

El listado 7 del apéndice A.2 recoge los parámetros empleados en la formulación.

3.3. Aplicación al estudio de explosiones sobre elementos constructivos

El objetivo de esta sección es caracterizar y validar el comportamiento estructural de los modelos de elementos finitos.

Se realizan dos tipos de modelos. En el primero se utilizan elementos de continuo 3D para representar el hormigón y elementos viga para representar el acero de armado, ambos unidos por la formulación *Constrained Lagrange in Solid*. En el segundo se utilizan elementos lámina para representar el hormigón y elementos viga para representar el acero, unidos en los nodos de los elementos, y con una formulación para considerar la excentricidad del armado en su caso. Ambos son sometidos a desplazamientos impuestos hasta rotura y a acciones explosivas.

El primer tipo de modelo es más detallado y por tanto tiene una respuesta estructural más precisa, pero también tiene un coste computacional mucho más elevado.

En los apartados siguientes se valida la metodología empleada en los modelos de elementos finitos de continuo 3D (modelos de EF de continuo) con resultados experimentales y se obtienen modelos de elementos finitos estructurales, láminas y vigas, (modelos de EF estructurales) con una respuesta estructural similar.

3.3.1. Modelos con elementos finitos de continuo

En este apartado se realizan modelos de elementos constructivos, columnas, losas y pórticos, considerando el hormigón y el acero de forma segregada. Su geometría se reproduce de forma precisa utilizando elementos finitos de continuo 3D para el hormigón en masa y el modelo de material *CSCM Concrete*. Cada barra de armado se representa mediante elementos finitos tipo viga, situadas en la misma posición que en la realidad, y con el modelo de material *Piecewise Linear Plasticity*. La malla del modelo se construye mediante

la superposición de los elementos de continuo de hormigón y los elementos tipo viga de las armaduras segregadas, que se unen mediante el algoritmo de penalización *Constrained Lagrange in Solid*, de forma que se obliga a la compatibilidad de deformaciones entre los elementos finitos tipo viga y los elementos finitos de continuo.

Las características de los modelos de material empleados son las expuestas en la sección 3.1.2.

Las acciones a las que son sometidos estos elementos constructivos son de dos tipos: acciones cuasi-estáticas y acciones dinámicas explosivas. Con las acciones cuasi-estáticas se estudia el comportamiento estructural debido a deformaciones a baja velocidad, como pueden ser las debidas al peso propio. Con las acciones explosivas se estudia la respuesta estructural frente a las altas presiones y altas velocidades de deformación originadas por distintas cargas de explosivo.

3.3.1.1. Consideraciones preliminares

Se va a estudiar un primer caso, en el que una viga de hormigón armado se somete a una explosión, Los detalles de este modelo se proporcionan más adelante en el apartado 3.3.2.1.2, pero este caso se centra en determinar el tamaño de malla que se van a emplear en el resto de modelos.

Se ha realizado un estudio comparativo con distintos tamaños de malla y se ha comprobado que a partir de un tamaño dado de los elementos una mayor discretización no mejora significativamente la respuesta estructural, y sin embargo aumenta considerablemente el coste computacional. En la figura 3.6 se muestran las mallas de los modelos empleados para el estudio comparativo para el caso de una viga sometida a acción dinámica debida a carga explosiva, caso que se estudia más adelante en el apartado 3.3.2.

Se simula la respuesta de la viga a la acción explosiva con tres modelos de distintos tamaños de malla y se extraen las velocidades y aceleraciones de los mismos. El cuadro 3.1 muestra los resultados de pico de velocidad y aceleración en el caso de una viga de 4 metros sometida a una explosión de 4 kg de TNT a un metro de distancia de su centro. Se comparan los resultados obtenidos para mallas de 1 cm, 2 cm y 4 cm. comprobándose que en el entorno de los pocos centímetros de tamaño del elemento no existe una relación lineal entre los resultados que aumente la precisión de los modelos con el refinamiento de la malla. Sin embargo el tiempo de cálculo empleado crece considerablemente con la reducción del tamaño del elemento. También se comparan las historias de aceleraciones y velocidades en el centro de la viga analizada y se muestran en la figura 3.7. Igualmente se comprueba que no existe una mejora en la precisión de los modelos por usar un tamaño de

Figura 3.6: Comparación de tamaño de la discretización de las mallas.

mallla más reducido.

Caso	1 cm	2 cm	4 cm
Velocidad en centro de viga [m/s]	3,0	3,4	3,2
Velocidad a un metro del centro [m/s]	1,6	1,6	1,5
Aceleración en centro de viga [m/s ²]	$1,4 \cdot 10^5$	$1,7 \cdot 10^5$	$1,0 \cdot 10^5$
Aceleración a un metro del centro [m/s ²]	$3,3 \cdot 10^4$	$3,1 \cdot 10^4$	$1,8 \cdot 10^4$
Tiempo de cálculo	17 min 46 s	1 min 37 s	21 s

Cuadro 3.1: Comparación de la variación en velocidades y aceleraciones pico en dos puntos de una viga sometida a 4 kg de TNT a 1 m cuando se varía el tamaño de los elementos de la mallla.

Por tanto no se emplearán tamaños de mallla menores de 2 cm puesto que

su coste computacional es más elevado sin una contrapartida en la precisión del cálculo. El tamaño de los elementos de continuo 3D empleado en todos los modelos de este trabajo está en el rango de 2 a 7,5 cm de lado.

Figura 3.7: Comparación de la variación en las historias de aceleración y velocidad en el centro de una viga sometida a 4 kg de TNT a 1 m cuando se varía el tamaño de los elementos de la malla.

Así mismo se ha comprobado que los resultados no difieren significativamente entre usar la formulación *constrained lagrange in solid* para unir los elementos de continuo 3D de hormigón y los elementos viga del armado, frente a utilizar la unión de nodos de los elementos. La utilización del primer tipo de unión tiene una ventaja indirecta en el coste computacional. Los recubrimientos en el hormigón son del orden de 2,5 cm, por lo que el uso la unión de nodos implica que los elementos deben tener como máximo este tamaño, aumentando la discretización y por tanto el coste computacional.

3.3.1.2. Casos de cálculo

Una estructura reticulada consta de columnas verticales que transmiten las cargas a la cimentación y de forjados horizontales que pueden estar constituidos por vigas o por losas. No se consideran paredes ni otros elementos constructivos. Un tipo de forjado comúnmente utilizado en estas estructuras son las losas reticuladas, que tienen ese nombre por su forma, creada a base de casetones en la parte inferior, que forman una retícula de nervios. La figura 3.8 muestra un ejemplo en el que se aprecian las partes de una losa reticulada: ábacos, casetones y nervios. Este trabajo estudia principalmente edificios de aparcamientos, típicos de terminales de transporte, que son un caso de estructuras reticuladas y que pueden ser susceptibles de estar sometidos a acciones explosivas.

Figura 3.8: Edificio con forjado reticular. Columnas, ábacos, casetones y nervios.

Los elementos constructivos que se van a estudiar son los típicos de estas estructuras: columnas, losas reticuladas y pórticos simples que se forman al unir cuatro columnas y una losa.

El objetivo es estudiar la respuesta de estas edificaciones al ser sometidas a una explosión, pero esta acción puede afectar sólo a una parte de la estructura, y que el resto del edificio sólo se vea sometido al peso propio o a desplazamientos impuestos debidos a la deformación de la parte sí afectada.

Por ello es necesario que los modelos respondan correctamente tanto a acciones explosivas como a deformaciones por desplazamiento impuesto o peso propio.

A continuación se estudian los tres elementos constructivos: una columna, una losa reticulada y un pórtico.

3.3.1.2.1. Columna

Se estudia una columna simplemente apoyada de hormigón de 40 MPa con doce barras corrugadas longitudinales de 20 mm de diámetro con cercos transversales de 8 mm de diámetro cada 30 cm de acero B500S. Las dimensiones de la columna son de 3 m de altura y $45 \times 45 \text{ cm}^2$ de sección.

Se crea un modelo de elementos finitos para estudiar el comportamiento de dicha columna.

El mallado para la columna (figura 3.9) consta de $6 \times 6 \times 40$ elementos só-

Figura 3.9: Malla de la columna. Elementos de continuo 3D de hormigón y elementos viga de acero de armado.

lidos 3D de hormigón modelados mediante material *CSCM Concrete* (características: $\rho = 2320 \text{ kg/m}^3$, $f'_c = 40 \text{ MPa}$, $D_{agg} = 19 \text{ mm}$, $\xi_{erode} = 1,05$), con 16 barras modeladas mediante material *Piecewise Linear Plasticity* (características: $\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$, $\sigma_y = 500 \text{ MPa}$, deformación de rotura $\varepsilon_u = 14 \%$) de diámetro 20 mm con 20 elementos cada barra representando el armado longitudinal, y 11 cercos de armado, separados entre sí 30 cm, también modelados mediante material *Piecewise Linear Plasticity*, de 8 mm de diámetro con 16 elementos cada cerco, cuatro por cada cara de la columna.

Se imponen restricciones al movimiento de forma que la columna quede biapoyada. La base de la columna se fija de forma que puede girar en su base, como una rótula. La parte superior se fija de forma que se permite el giro y la traslación vertical, limitando las traslaciones en los otros ejes.

Análisis cuasi-estático frente a desplazamiento transversal impuesto: Se calcula la respuesta del modelo cuando se le somete a un desplazamiento horizontal impuesto en el centro de la columna y perpendicular a su eje, que provoca la flexión de la misma. Se monitoriza la fuerza empleada por el movimiento impuesto para flectar la columna, fuerza que es igual a la suma de las reacciones en los apoyos. También se estudia la progresiva plastificación y la evolución del daño en la columna con el incremento del

desplazamiento, tanto en los elementos de continuo del hormigón como en las vigas de acero de la armadura.

Figura 3.10: Columna sometida a flexión cuasi-estática mediante desplazamiento transversal impuesto en su centro. Mapa de daño para un desplazamiento de 50 mm. Diagrama fuerza-desplazamiento.

La figura 3.10 muestra el mapa de daño en la columna cuando se ha aplicado un movimiento transversal lento impuesto en su centro de 50 mm, que produce una flexión cuasi-estática en ella. También se muestra el diagrama fuerza-desplazamiento en el que se puede ver la evolución de la fuerza empleada en el desplazamiento y relacionar los cambios de pendiente de la gráfica con las fases en que plastifica el hormigón y la armadura. La curva comienza creciendo linealmente, fase que corresponde con un periodo elástico de toda la columna. A continuación la cara traccionada del hormigón comienza a fisurar, entrando en la zona plástica de la curva, y a partir de ahí aumenta la plastificación del hormigón y la deformación del acero llegando a un punto en que el acero también comienza a plastificar y la curva de fuerza-desplazamiento tiende a hacerse horizontal.

Análisis estructural frente a explosión: Se estudia la historia temporal del desplazamiento del centro de la columna frente a diferentes cargas de explosivo. Son especialmente relevantes las cargas que producen deformaciones plásticas; cargas bajas producen respuestas en el rango elástico que son mucho más fácilmente predecibles mediante el cálculo de elementos finitos.

El explosivo se sitúa a una distancia de 4 m del eje de la columna medida en perpendicular a una de las caras, y a una altura de un metro. La acción explosiva actúa sobre todas las caras de la columna, teniendo en cuenta su orientación y posición, mediante la formulación *blast enhanced*.

El punto en el que se mide la deflexión es en el centro de la columna. El cálculo no es simétrico puesto que la distancia desde uno de los extremos de la columna es de un metro frente a los tres metros totales de la columna. Esta altura se elige estimando la posible posición del explosivo en un hipotético coche bomba colocado en un aparcamiento.

Figura 3.11: Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 200 Kg TNT a 4 m de distancia.

La figura 3.11 muestra la historia temporal de desplazamiento producida en el centro de la columna por una explosión de 200 kg de TNT a una distancia de 4 m, aplicándose la acción explosiva en todas sus caras, teniéndose en cuenta los ángulos de incidencia. Una gran parte del hormigón de la columna ha plastificado, llegando el desplazamiento en el centro de la misma a 20 mm. Se mantiene una leve deformación permanente mientras que la mayor parte del desplazamiento se recupera elásticamente.

El caso de la misma columna sometida a 400 kg de TNT y a la misma distancia de 4 m se muestra en la figura 3.12. En este caso la plastificación es mayor en el hormigón y el desplazamiento pico en el centro de la columna es de 57 mm. La historia temporal de desplazamiento muestra que, a diferencia del caso anterior, hay un desplazamiento remanente importante, de 34 mm.

La figura 3.13 muestra de nuevo el mismo caso pero con 800 kg de TNT. El desplazamiento pico ha aumentado hasta los 142 mm y el remanente se mantiene en el entorno de los 95 mm. La práctica totalidad del hormigón de

Figura 3.12: Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 400 Kg TNT a 4 m de distancia.

Figura 3.13: Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 800 Kg TNT a 4 m de distancia.

la columna ha superado el límite elástico y es la armadura la que resiste. Se puede apreciar la erosión de los elementos en la parte posterior de la columna. El hormigón que no está confinado por la armadura fisura completamente y se desprende de la estructura, ocasionando *spalling*.

3.3.1.2.2. Losa

Se estudia una losa reticulada empotrada en los bordes, construida mediante un forjado de casetones recuperables que crean huecos en la parte inferior de la misma. La armadura en este caso es compleja, con armado en los nervios, mallazo en la parte superior, etc. El modelo estudiado usa hormigón de 30 MPa y acero B500S.

Las dimensiones son de 8×8 m de losa con un canto total de 38 cm. El canto se divide en 30 cm de nervio más 8 cm de capa de compresión, excepto en los ábacos de las columnas en los que el canto es constante de 38 cm de hormigón. La planta se divide en casetones de 80×80 cm.

Los nervios tienen un ancho de 12 cm, quedando así un hueco de 68×68 cm en cada casetón de 30 cm de profundidad. Los ábacos tienen $3,2 \times 3,2$ m de dimensión sobre una columna, de forma que, en la losa presentada, su planta es de $1,6 \times 1,6$ m. El armado, con recubrimiento de 2,5 cm, consta de:

- En banda de soportes:
 - En la cara superior, $2\phi 16$ por nervio, $L = 2 \times 2,65$ m.
 - En la cara inferior, $1\phi 20$ por nervio, $L = 8,50$ m.
- En banda de central:
 - En la cara superior, $2\phi 12$ por nervio, $L = 2 \times 2,65$ m.
 - En la cara inferior, $1\phi 16$ por nervio, $L = 8,50$ m.
- En cada ábaco:
 - En la cara superior, $2\phi 16$ entre nervios, $L = 2 \times 1,60$ m.
 - Armadura de punzonamiento, $4 \times 4\phi 16$ con cercos, $\phi 8$ a 0,20 m.
- Cercos en los nervios: $4\phi 8$ a 0,20 m por nervio en banda de soportes.

El mallado para la losa reticulada (figura 3.14) tiene aproximadamente 180 000 elementos sólidos 3D de hormigón y 29 000 elementos viga de acero. Los modelos de material utilizados son el CSCM para el hormigón (características: $\rho = 2320 \text{ kg/m}^3$, $f'_c = 30 \text{ MPa}$, $D_{agg} = 19 \text{ mm}$, $\xi_{erode} = 1,05$) y el *Piecewise Linear Plasticity* para el acero (características: $\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$, $\sigma_y = 500 \text{ MPa}$, deformación de rotura $\varepsilon_u = 12 \%$)

Se imponen restricciones al movimiento de forma que la losa quede empotrada en su contorno lateral, limitando traslaciones y rotaciones. El empotramiento es más conveniente que el apoyo, puesto que las losas tienen continuidad en un forjado de un edificio.

Figura 3.14: Malla de EF de la losa. Elementos de continuo 3D de hormigón y elementos viga de acero de armado.

Análisis cuasi-estático frente a desplazamiento impuesto: Se calcula la respuesta del modelo cuando se le somete a un desplazamiento en su centro en dirección vertical, en el sentido de la gravedad, que provoca la flexión de la losa. Se estudia la fuerza necesaria para producir un desplazamiento progresivamente mayor. El desplazamiento se aplica mediante la imposición del movimiento a los nodos superiores del hormigón del centro de la losa, en un área de $1,3 \times 1,3 \text{ m}^2$, estando fijo el contorno perimetral de la losa mediante coacciones al movimiento y al giro, quedando empotrados los cuatro bordes (ver croquis en la figura 3.15a). La fuerza aplicada se obtiene de las reacciones en los puntos de movimiento impuesto y coincide con las reacciones en los bordes empotrados.

En la gráfica de la figura 3.15e se aprecia un aumento lineal de la carga, seguido de una bajada repentina menor y luego continúa con un aumento creciente de la fuerza empleada en el desplazamiento con múltiples oscilaciones. La primera fase de crecimiento lineal se explica por el comportamiento elástico de la losa, llegando a un pico en el que comienza la plastificación del hormigón. Esta plastificación provoca una pérdida de la fuerza necesaria para continuar el desplazamiento impuesto. Después de esta primera bajada la carga aumenta de nuevo teniendo picos de aumento y pérdida de carga, debidos a las sucesivas plastificaciones otras zonas del hormigón de la losa y por último de las armaduras.

En las figuras 3.15b, 3.15c y 3.15d se muestra el mapa de daño cuando el desplazamiento alcanza los 10 mm. Los nervios en la zona directamente debajo del movimiento impuesto son las primeras zonas en plastificar. Los nervios inferiores plastifican de forma concentrada en la zona central, ya que ahí se acumula la tracción, siempre limitada por las armaduras que discurren por la parte inferior de los nervios. A continuación la plastificación se extiende a otras zonas como la unión de los nervios con los ábacos, posteriormente sigue aumentando en los nervios y propagándose a lo largo de los mismos.

(a) Croquis de cargas y restricciones en la losa.

(b) Mapa de daño en los nervios inferiores.

(c) Mapa de daño. Vista superior

(d) Mapa de daño. Vista inferior

(e) Diagrama fuerza-desplazamiento.

Figura 3.15: Simulación de flexión de losa reticulada debido a desplazamiento cuasi-estático impuesto en su centro. Croquis de cargas y restricciones, mapas de daño en la losa para un desplazamiento de 10 mm y diagrama fuerza-desplazamiento.

Cuando se sigue aumentando el desplazamiento aparecen plastificaciones en las esquinas, puesto que las restricciones al movimiento en los dos bordes de la esquina impiden la deformación continua. Y por último la fisuración comienza a localizarse también en las diagonales de la losa, incluyendo los ábacos en los que el hormigón cubre completamente el espesor de la sección.

Análisis dinámico frente a explosión: En este caso la losa es sometida a una carga explosiva de 200 kg de TNT a dos metros de distancia bajo la losa, y centrada en la planta de la misma.

Figura 3.16: Malla deformada de losa reticular sometida a 200 kg de TNT, centrados, a dos metros bajo la losa. Vista superior e inferior.

La figura 3.16 muestra la respuesta frente a una carga explosiva del modelo de elementos de continuo. Se puede apreciar que los daños en la losa son muy elevados: La mayor parte del hormigón del modelo ha plastificado, se producen grandes erosiones, el hormigón de los nervios centrales ha fallado y ha sido erosionado en su gran mayoría, la unión entre los nervios y la capa de compresión ha fallado, el mallazo superior actúa como una red que captura

la energía y arrastra la capa de compresión y en ésta misma se produce una apertura debido a que esos ocho centímetros de hormigón no son capaces de resistir las presiones de la explosión. Únicamente al armado resiste sin romper, aunque muchos de sus elementos llegan a plastificar. La resistencia estructural de la losa se ha perdido completamente.

Es importante destacar que la losa tiene una superficie mucho mayor que la columna donde se transmite la presión, lo que conduce a que la energía que debe absorber la losa es también más elevada. Además en el caso de losa reticulada los nervios también reciben una carga lateral de la explosión, una acción para la que no están diseñados, lo que conduce a un mayor daño de la estructura. La unión de los nervios con la capa de compresión es una zona en la que dos grandes fuerzas actúan en direcciones perpendiculares, lo que lleva al fallo y rotura del hormigón en estas zonas.

Figura 3.17: Desplazamiento y velocidad en el centro de la losa cuando es sometida a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.

Las gráficas de la figura 3.17 muestran la historia temporal de desplazamiento y velocidad producida en el centro de la losa debida a la explosión. Estas medidas se calculan como la media aritmética de varios puntos de la sección que está en la vertical del centro de la losa, puesto que puede ocurrir, dependiendo de la carga de explosivo, como ocurre en este caso para 200 kg de TNT, que la capa de compresión donde está el mallazo superior se llegue a separar de los nervios y por tanto la sección no tiene una velocidad única.

3.3.1.2.3. Pórtico

El pórtico es la unidad fundamental de una estructura reticulada y consta de cuatro columnas que sustentan una losa. Se modeliza un pórtico, consis-

te en 4 columnas, empotradas en sus bases, que soportan una losa reticulada. La losa no tiene restricciones al movimiento. La unión del armado se realiza prolongando el armado de las columnas. Las características de columnas y losa son las descritas en los apartados anteriores.

Los resultados del pórtico frente a un desplazamiento impuesto en dirección vertical y sentido descendente en el centro de su losa son similares a los del caso de la losa. La diferencia es que en este caso la losa no está empotrada en su contorno si no que solamente está apoyada en las columnas. Este caso no aporta más información de la que ya se ha mostrado, por lo que no se detallan los cálculos y resultados del pórtico sometido a flexión cuasi-estática.

Análisis estructural frente a explosión: Se simula el efecto de la acción una explosiva de 200 kg de TNT sobre el pórtico. El origen de la explosión se sitúa centrado en la planta del pórtico, a dos metros bajo la losa.

Figura 3.18: Malla deformada del pórtico sometido a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.

Como se puede ver en la figura 3.18 en el caso del pórtico al igual que en el caso de la losa el daño también es muy importante. Una gran parte del hormigón ha plastificado y se producen grandes erosiones. La mayor parte del hormigón de los nervios de la losa ha fallado y ha sido erosionado. Pero en este caso, como la losa no está constreñida por el empotramiento perimetral se produce una rotura de la losa en cruz. Al permitirse el movimiento de los laterales de la losa ésta se ha deformado mucho más que en el caso de losa aislada. Al igual que en la losa el mallazo de armado que está en la capa de compresión actúa como una red que recoge la energía de la explosión, sin embargo la unión de la capa de compresión con los ábacos en este caso resiste, puesto que la energía se concentra más en unos desplazamientos mayores del centro de la losa. También se puede apreciar que a diferencia del caso de losa

aislada en el que la malla de armado superior sufría plastificaciones pero no roturas en este caso la parte central de esta malla se rompe y es despedida hacia arriba.

Las columnas no sufren un daño elevado debido a la explosión pero sí por el arrastre de la losa. Las bases de las columnas plastifican y el hormigón comienza a erosionar e incluso alguna de las armaduras longitudinales rompen a tracción.

Al igual que en el caso de la losa la pérdida de resistencia estructural es completa.

Figura 3.19: Velocidad en el centro de la losa y en la parte superior de las columnas cuando la losa es sometida a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.

En las gráficas de la figura 3.19 se muestra las historias de velocidades del modelo de EF de continuo del pórtico, medidas en puntos característicos de la estructura como son el centro de la losa y la parte superior de las columnas. En la gráfica izquierda se dibuja la velocidad del extremo superior de la columna, en la que se aprecia que la velocidad al inicio es negativa, pues la columna se desplaza hacia el exterior por el efecto directo de la onda explosiva, pero rápidamente se vuelve positiva, debido al efecto de arrastre de la losa. En la gráfica de la derecha se dibuja la velocidad en el centro de la losa mostrando aumento brusco inicial de la velocidad cuando la onda explosiva llega a la losa, descendiendo rápidamente cuando la progresiva plastificación del resto de la estructura limita su desplazamiento, pero quedando un remanente debido al desprendimiento de una parte de la capa de compresión que está unida a la malla superior de armado.

3.3.2. Comparación de modelos con elementos finitos de continuo frente a resultados experimentales

En el capítulo del estado del arte se ha visto que existen trabajos en los que se simulan situaciones reales de impacto o explosión mediante modelos de elementos finitos realizados con algunos de los materiales y las técnicas mostradas en los apartados anteriores.

Adicionalmente a esas verificaciones, en este trabajo se realiza la validación del conjunto de la metodología propuesta en la sección anterior mediante la simulación de ensayos de explosiones sobre elementos constructivos de hormigón. Se han realizado modelos para validar su uso en la aplicación concreta que estamos tratando, teniendo en cuenta las particularidades del caso que nos ocupa: dimensiones de las estructuras estudiadas, diversas cargas de explosivo, casos en los que la respuesta de la estructura es cercana a la elástica, casos en los que la plastificación es importante y casos en los que los daños y deformaciones son tan elevados que se llega al fallo estructural de los elementos constructivos.

Se comprueba que la respuesta estructural de los modelos propuestos es semejante a la respuesta estructural en la realidad. Para ello se comparan simulaciones realizadas mediante las técnicas descritas con resultados experimentales.

Se dispone de datos obtenidos de ensayos realizados con este fin, en el marco del proyecto SEGTRANS (Investigación, Desarrollo y Demostración de Innovadores Sistemas de Mejora de la Seguridad Integral en Terminales de Transporte) financiado por el CDTI (Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial). Se realizaron experimentos en el Instituto Tecnológico «La Marañosa» perteneciente al Ministerio de Defensa de España entre los años 2010 y 2014. En estos ensayos se estudian una serie de casos de vigas y losas sometidas a distintas cargas de explosivo, que se detallan y simulan a continuación, y que permiten validar la metodología empleada.

3.3.2.1. Vigas

En el marco del proyecto SEGTRANS citado anteriormente se ensayaron vigas de hormigón armado frente a explosión. Las dimensiones son: longitud 4,00 m, ancho 0,25 m, canto 0,20 m.

La disposición de la viga es tal que el ancho queda horizontal, siendo la cara directamente expuesta a la explosión. Las condiciones de sustentación son las correspondientes a una viga biempotrada, que se imponen en el ensayo mediante la inserción de los extremos de la viga en grandes bloques de hormigón y unidos a los mismos mediante resina epoxídica.

La armadura longitudinal consta de 4 barras $\phi 12$ dispuestas en las esquinas de la sección, con recubrimientos de 3 cm. La armadura transversal consta de cercos de $\phi 6$ cada 15 cm.

Los materiales empleados son acero B500S y hormigón HA-25/B/20/IIa.

Figura 3.20: Croquis de las vigas ensayadas. Dimensiones y armado

Se realizan seis ensayos, con diferentes cargas de explosivo y distancias del mismo hasta la viga.

Ensayo	V11	V12	V12B	V13	V21	V22
Carga [kg TNT]	2	2	2	4	15	15
Altura de la carga [m]	1	1	1	1	0,5	1
Distancia escalada [$\text{m}/\text{kg}^{1/3}$]	0,794	0,794	0,794	0,630	0,203	0,405

Cuadro 3.2: Distancias, cargas de explosivo y distancia escalada de los ensayos de vigas.

En todos los casos la carga explosiva se coloca sobre la viga y centrada en ella, como se muestra en el figura 3.21.

Para cuantificar más exactamente el efecto de la explosión sobre las vigas en algún caso se han dispuesto acelerómetros con los que se han podido obtener mediciones en varios de los ensayos. Se disponen tres acelerómetros bajo la viga, uno en el centro de la misma, en la misma vertical que la carga explosiva. Otros dos a una distancia de un metro a cada lado del centro. El primer acelerómetro tiene un rango de medida de ± 10000 g, con una resolución de 0,2 g y los registros se hicieron con una frecuencia de muestreo de 50 kHz. Los otros dos acelerómetros tienen rango de medida de ± 5000 g, con una resolución de 0,02 g y se utilizó la misma frecuencia de muestreo, 50 kHz.

Figura 3.21: Fotografía de la colocación del explosivo sobre la viga

En cuanto a las simulaciones que reproducen los ensayos se realizan varios modelos previos para determinar la sensibilidad de malla, llegando a la conclusión de emplear paralelepípedos rectos de 20 mm de lado en el caso del hormigón, y elementos barra de 50 mm de longitud para las barras longitudinales de acero; con estos tamaños el tiempo de cálculo es asumible y la precisión no mejora con un refinamiento más fino.

Los modelos de material empleados son los ya citados *CSCM Concrete* para el hormigón y *Piecewise Linear Plasticity* para el acero. Los parámetros de ambos modelos se ajustan para obtener las características del hormigón

de 30 MPa de resistencia a compresión y del acero B500S. Estos parámetros están recogidos en los listados 1 y 4 del apéndice A.1.

Hay que resaltar que dependiendo del modelo de material usado y de las condiciones de erosión de los elementos se puede dar la circunstancia de que un mayor refinamiento de la malla provoque más erosión de la debida, a causa del problema asociado a la regularización del daño (Khoe y Weerheijm, 2012). Por tanto la regla de «a menor tamaño de malla mayor precisión» no es necesariamente cierta en el caso que tratamos. Se ha comprobado que con mallas de 10 mm y de 20 mm para los elementos de hormigón se obtienen resultados semejantes.

Los empotramientos en los extremos se simulan mediante la restricción completa al movimiento de los nodos del hormigón de la viga que está unido a los bloques de apoyo. Así la simulación es exclusivamente de los dos metros de viga que hay entre los apoyos, mientras que en la realidad del ensayo las vigas son algo más largas para poder realizar el empotramiento y que el vano final sea de dos metros.

Asimismo, teniendo en cuenta los planos de simetría existentes en la estructura, y con el fin de reducir en la medida de lo posible los tiempos de cálculo, se opta por considerar simetría en el plano longitudinal y en el plano transversal en los modelos realizados (un cuarto de viga), comprobándose que los resultados para un cuarto de modelo con dos simetrías, un medio de modelo con una simetría y el modelo completo proporcionan resultados similares. Las simetrías se imponen mediante restricciones cinemáticas en los nodos del hormigón, imponiendo desplazamiento exclusivamente vertical y restricciones al giro en los nodos que pertenecen al plano vertical que pasa por el eje de la viga y también en los nodos que coinciden con el plano vertical perpendicular al eje de la viga en su centro.

3.3.2.1.1. Ensayos V11, V12 y V12b

Los tres ensayos (V11, V12 y V12b) se han realizado con las mismas características de distancia y carga explosiva, 2 kg de TNT y 1 m de distancia sobre el centro de la viga, obteniéndose en los tres resultados similares aunque no idénticos, estando todos en el mismo orden de magnitud.

El resultado en los tres ensayos es que para esta carga y distancia sólo se produce una ligera fisuración en la cara inferior de la viga en la zona central, así como en los empotramientos en la cara superior. La figura 3.22 muestra el estado final de la viga tras la explosión y los resultados del modelo correspondiente. Se comprueba que el modelo de elementos finitos reproduce adecuadamente este comportamiento, que se puede apreciar en los contornos de daño del material que sirven como evaluadores de la fisuración del mismo,

3.3. Aplicación al estudio de explosiones sobre elementos constructivos

siendo en este caso muy reducida.

(a) Fotografía de la viga después de la explosión

(b) Simulación y detalles. Contornos de daño en el modelo de EF de continuo, que pueden compararse con la fisuración en el ensayo. Modelo de un cuarto de viga y detalles del daño en el centro y en el empotramiento.

Figura 3.22: Ensayo y simulación del caso de viga V11. 2 kg de TNT a 1 m de distancia.

Las mediciones de los acelerómetros en este caso varían en los tres ensayos. En dos de los tres ensayos se ha superado el rango de medida del acelerómetro del centro de la viga, al registrarse aceleraciones pico superiores a los 100000 m/s^2 . Sin embargo, en uno de los ensayos la aceleración pico registrada es de 50000 m/s^2 . Esto posiblemente sea debido a que la frecuencia de muestreo de 50 kHz es insuficiente para recoger todos los picos de aceleración. Aún teniendo en cuenta este posible problema los resultados pueden ser útiles en cuanto a la estimación de la velocidad, que se obtiene por integración de la señal de aceleración y en cuyo caso los picos más altos de la señal no son determinantes para el resultado de la integración.

Para confirmar esta hipótesis se realiza sobre el modelo de elementos finitos un estudio de la influencia de la frecuencia de muestreo en las medidas de aceleración, velocidad y desplazamiento. La figura 3.23 muestra la gráfica de historias de aceleraciones para este caso con distintas frecuencias de muestreo (10 kHz, 50 kHz y 200 kHz). En ella se puede apreciar que la variación de los picos de aceleración es muy importante, pudiendo variar el picos de aceleración más del doble entre la frecuencia de 50 kHz y la de 200 kHz y aún más entre las frecuencias de 10 kHz y 50 kHz. Sin embargo las diferencias en velocidades y desplazamientos para esas mismas frecuencias de muestreo son muy pequeñas, como se puede ver en las dos gráficas de la figura 3.24.

Por ello podemos concluir que la comparación de aceleraciones, incluso para una misma frecuencia de muestreo en el modelo y en el ensayo, se debe hacer con gran precaución y comprobando el orden de magnitud más que el valor exacto, ya que los picos de frecuencia pueden no estar recogidos en el muestreo. Puesto que las velocidades en el ensayo no se miden, si no que se obtienen mediante integración de la señal de aceleración la comparación de los resultados de la modelización y del ensayo también debe ser hecha estimando los órdenes de magnitud más que el dato concreto de velocidad pico.

Volviendo a los resultados medidos en el ensayo el cuadro 3.3 recoge el resumen de los resultados obtenidos. Se tienen medidas de los acelerómetros en el centro de la viga y a un metro del centro de la viga. Como se observa la comparativa entre los resultados de los ensayos y de las simulaciones es muy similar si comparamos los órdenes de magnitud y bastante ajustada en el caso de ir a los valores concretos de la aceleraciones y velocidades pico.

Figura 3.23: Simulación de ensayo de viga V11, 2 kg de TNT a 1 m. Historia de aceleración en el centro de la viga variando la frecuencia de muestreo.

Figura 3.24: Simulación de ensayo de viga V11, 2 kg de TNT a 1 m. Historia de velocidad y de desplazamiento en el centro de la viga variando la frecuencia de muestreo.

Aceleración pico [m/s^2]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	50000	15000 - 21000
Simulación	62000	10000
Velocidad pico [m/s]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	3,3	0,45 - 0,65
Simulación	1,9	1,0

Cuadro 3.3: Comparación de velocidades y aceleraciones entre ensayo V11 y simulación.

Las gráficas de la figura 3.25 muestran los resultados calculados de la historia de aceleraciones y velocidades en los dos puntos del ensayo donde se hacen las mediciones con los acelerómetros.

Figura 3.25: Viga ensayo V11. Historias de aceleraciones y velocidades verticales (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.

3.3.2.1.2. Ensayo V13

En este ensayo la distancia y carga explosiva es de 4 kg de TNT y 1 m de distancia sobre el centro de la viga.

(a) Fotografía de la viga después de la explosión.

(b) Simulación ensayo V13 y detalles. Modelo de un cuarto de viga.

Figura 3.26: Ensayo y simulación del caso de viga V13. 4 kg de TNT a 1 m de distancia.

Los resultados del ensayo en cuanto al daño y la fisuración muestran, en este caso, una mayor fisuración que en el caso anterior de 2 kg de TNT, pero sin producirse roturas mayores. La simulación reproduce adecuadamente este

comportamiento. El armado no llega a la tensión de plastificación por lo que permanece en régimen elástico. En la figura 3.26 se muestra el resultado del ensayo y la simulación correspondiente.

Se realiza el mismo análisis de velocidades y aceleraciones que en el caso anterior, comparando los resultados experimentales con los obtenidos de la simulación. Se obtienen las gráficas de la figura 3.27 y el cuadro 3.4 recoge el resumen de los valores pico tanto para aceleraciones como para velocidades. Se puede observar que la correlación de valores es muy buena, especialmente en velocidades.

Figura 3.27: Viga ensayo V13. Historias de aceleraciones y velocidades verticales (valores positivos hacia abajo). 4 kg de TNT a 1 m.

Aceleración pico [m/s^2]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	47000	21000
Simulación	62000	10000
Velocidad pico [m/s]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	1,9	0,8
Simulación	1,9	1,0

Cuadro 3.4: Comparación de velocidades y aceleraciones ensayo V13.

3.3.2.1.3. Ensayo V21

En este ensayo la distancia y carga explosiva es de 15 kg de TNT y se sitúa a una distancia de 0,5 m sobre el centro de la viga.

El resultado es que la viga rompe en su zona central, el hormigón falla completamente y queda reducido a pedazos que son arrancados de la armadura. Las barras corrugadas longitudinales en esa zona sobrepasan el límite elástico y una de ellas llega incluso al límite de rotura. Los cercos en la parte en la que el hormigón se ha desprendido también han llegado a la rotura.

(a) Fotografía de la viga después de la explosión.

Detalle empotramiento.

Detalle centro de viga.

(b) Simulación ensayo V21 y detalles.

Figura 3.28: Ensayo y simulación del caso de viga V21. 15 kg de TNT a 0,5 m de distancia. Apoyos empotrados.

Una primera aproximación al problema se realiza con la simulación recogida en la figura 3.28. En esta primera aproximación se constata que los resultados de la simulación no son suficientemente precisos, ya que se predicen roturas en los extremos, lo cual no sucede en el ensayo.

Al examinar la viga más detenidamente tras el ensayo se observó que los empotramientos han fallado a ambos lados. Esto es debido a dos causas, por una lado la rotura de la resina epoxi que une la viga a los bloques de hormigón de sustentación y por otro el propio giro de los bloques (figura 3.29).

(a) Fotografía del giro del bloque de sustentación.

(b) Fotografía del fallo de la resina epoxi.

Figura 3.29: Fallo en los empotramientos en el ensayo V21.

Este comportamiento tiene que tener una contrapartida en la simulación, puesto que si en ella se mantienen los extremos de la viga perfectamente empotrados se estará calculando una situación que no es la real, que como se ha visto anteriormente conduce a un resultado en el que los extremos fisuran y rompen. Por ello se opta por establecer en el modelo de elementos finitos unos soportes elastoplásticos que simulen el fallo de la resina y el giro de los bloques de sustentación.

Las propiedades mecánicas del material elastoplástico se han ajustado de forma que el giro de la viga en el ensayo sea similar al giro de la viga en la simulación. En la figura 3.30 se muestra este apoyo elastoplástico que sustituye a las condiciones de empotramiento.

En la figura 3.31 se muestra el resultado del ensayo y la simulación correspondiente, la cual sí reproduce correctamente los resultados del experimento realizado. No hay plastificación ni erosión en los elementos de hormigón de los extremos, la zona central es erosionada en una cantidad similar tanto en el ensayo como en la simulación, y el desplazamiento de la parte de la viga no erosionada coincide.

Figura 3.30: Detalle de apoyo elastoplástico.

(a) Fotografía de la viga después de la explosión.

Detalle empotramiento.

Detalle centro de viga.

(b) Simulación ensayo V21 y detalles.

Figura 3.31: Ensayo y simulación del caso de viga V21. 15 kg de TNT a 0,5 m de distancia. Apoyos con giro.

En este ensayo no se han realizado medidas de aceleraciones o velocidades, puesto que la onda explosiva para esta distancia y carga de explosivo puede dañar los acelerómetros empleados en los casos anteriores.

En su lugar, y dado que no se miden aceleraciones, se ha optado por analizar el nivel de daño alcanzado en la viga mediante Martillo Schmidt ([Shariati et al., 2011](#)). El funcionamiento de este aparato de ensayos no destructivos se basa en la medición del rebote de una masa que impacta sobre la superficie del hormigón con una energía definida. Esa medida tiene una correlación con la resistencia a compresión del hormigón, dato con el que se puede estimar el nivel de daño y fisuración del hormigón.

Otro aspecto a destacar del ensayo es que aunque las condiciones se diseñan para ser simétricas en la realidad siempre hay pequeñas desviaciones que hacen que el resultado sea no simétrico.

(a) Medición del daño con martillo Schmidt

(b) Simulación de la fisuración y erosión con contornos de daño superpuestos.

Figura 3.32: Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contorno de daño acumulado. Ensayo V21.

En la comparación del daño mediante el Martillo Schmidt se aprecia este comportamiento. La figura 3.32 muestra el nivel de daño estimado mediante

mediciones de Martillo Schmidt y lo compara con el mapa de daño acumulado obtenido de la simulación. El daño acumulado se obtiene añadiendo a contorno final de daño aquellos elementos que han sido erosionados previamente (y por tanto no aparecen ya en el modelo) y que deben constar como completamente dañados. Comparando los dos mapas de daño se aprecia una buena correlación entre ambos si obviamos el desplazamiento lateral de la zona dañada que se produce en el ensayo al no ser la realidad completamente simétrica. El daño se distribuye a lo largo de la viga y se concentra en el centro, bajo la carga explosiva.

3.3.2.1.4. Ensayo V22

En este ensayo la carga explosiva es de 15 kg de TNT y la distancia de 1 m sobre el centro de la viga.

Como se aprecia en la figuras 3.33a y 3.34a se produce la rotura de la viga en la zona central, con fisuración en toda la sección central del hormigón, sin roturas de cercos ni armado longitudinal.

Tal y como ocurre en el caso de la viga V21 en la realidad del ensayo los empotramientos no se comportan como tales sino que giran y se desplazan, aunque en menor medida que la viga V21, como se puede apreciar en la fotografía de la figura 3.34b. Por ello, para poder simular el comportamiento real de la viga en el ensayo, al igual que en el caso V21, se realiza la modelización de las condiciones de sustentación mediante un material elástico que permite a la viga realizar el giro y desplazamiento que se observa en la realidad. Los resultados de la simulación con estas condiciones de empotramiento se pueden observar en la figura 3.33b. La rotura y la zona erosionada es similar en el ensayo y en la modelización.

Al igual que en el caso anterior es posible comparar el mapa de daño medido con el martillo Schmidt (figura 3.35a) con el mapa de daño obtenido de la superposición de los contornos de daño en los elementos del modelo con los elementos erosionados de hormigón en la modelización (figura 3.35b).

(a) Fotografía de la viga después de la explosión.

(b) Simulación ensayo V22 y detalles.

Figura 3.33: Ensayo y simulación del caso de viga V22. 15 kg de TNT a 1 m de distancia. Apoyos con giro.

3.3. Aplicación al estudio de explosiones sobre elementos constructivos

(a) Fotografía del detalle de los daños en el centro de la viga.

(b) Fotografía del fallo del empotramiento

Figura 3.34: Detalles del ensayo V22.

(a) Medición del daño con martillo Schmidt

(b) Simulación de la fisuración y erosión con contornos de daño superpuestos.

Figura 3.35: Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contornos de daño acumulados. Ensayo V22.

3.3.2.2. Losas

Al igual que se han ensayado vigas sometidas a diversas cargas y distancias se realizan una serie de ensayos sobre losas de hormigón armado.

Las losas tienen las dimensiones siguientes: longitud: 4,50 m, ancho: 1,50 m, alto: 0,15 m. Son biapoyadas con deslizamiento en un lado. En los croquis de la figura 3.37 se detallan la colocación, dimensiones y armado de las losas. Destacar que la distancia entre apoyos es cuatro metros. El armado es mediante malla electrosoldada de $\phi 12$ cada 15 cm, tanto en la cara superior como en el inferior, y con recubrimientos de 3 cm. El explosivo se coloca centrado sobre la losa (figura 3.36) con carga y distancia variable según el ensayo.

Figura 3.36: Colocación del explosivo sobre la losa.

Los materiales empleados son hormigón HA-25/B/20/IIa y acero B500S.

Se realizan cinco ensayos, siendo los tres primeros idénticos, con las cargas y distancias recogidas en el cuadro 3.5. Los tres primeros que tienen menor carga y distancia que los demás permiten el estudio de la historia temporal de aceleraciones y velocidades a través de acelerómetros instalados en la cara inferior de la losa. El primer acelerómetro está colocado en el centro de la cara inferior de la losa, en la misma vertical que el explosivo, mientras que los otros dos están en el eje longitudinal.

Ensayo	L11	L12	L13	L21	L22
Carga [kg TNT]	2	2	2	15	15
Altura de la carga [m]	1	1	1	0,5	1

Cuadro 3.5: Distancias y cargas de explosivo de los ensayos de losas.

3.3. Aplicación al estudio de explosiones sobre elementos constructivos

(a) Alzado y planta de las losas.

(b) Croquis detalle de apoyos.

(c) Croquis de armado.

Figura 3.37: Croquis losas.

Se procedió a la simulación mediante modelo de EF de continuo de estos tres ensayos.

El modelo empleado consta de paralelepípedos rectos de 15 mm de lado en el caso del hormigón, y elementos viga de 50 mm de longitud para las armaduras de acero.

3.3.2.2.1. Losas L11, L12 y L13

Los resultados para los tres ensayos son similares. No hay rotura de elementos y la fisuración, en la cara inferior de la losa, es leve. En la figura 3.38 se muestra el estado de la losa tras la explosión y la fisuración que se ha producido en la cara inferior de la misma. Se han marcado las fisuras en verde sobre la losa. Se puede apreciar que siguen el patrón de la malla de armado.

(a) Foto del estado de la losa tras la explosión.

(b) Foto de la cara inferior de la losa con las fisuras marcadas.

Figura 3.38: Losa tras ensayo con 2 kg de TNT a 1 metro de distancia.

La simulación de la losa proporciona unos resultados similares. No hay erosión de elementos de hormigón, las armaduras se mantienen en régimen elástico y la fisuración en la cara inferior de la losa es leve. Los contornos de deformación plástica dan una idea aproximada de la fisuración que se ha producido en la losa, como muestra la figura 3.39. Se puede ver que el modelo de elementos finitos es capaz de recoger el comportamiento de la fisuración siguiendo el patrón de la malla de armado.

En cuanto a los resultados de aceleraciones medidos con los acelerómetros y las velocidades calculadas a partir de aquellas se obtienen aceleraciones pico entre 74000m/s^2 y 100000m/s^2 (superando el rango del acelerómetro) en el

Figura 3.39: Contornos de deformación plástica en la simulación de la losa L11. Cara inferior.

centro de la losa. En el punto a un metro de distancia del centro en el eje longitudinal se obtiene un único dato de 22500m/s^2 .

En cuanto a las velocidades obtenidas a partir de las historias de aceleraciones se obtienen velocidades pico entre 1,5 y 2,3, m/s en el centro de la losa. En el punto a 1 m del centro hay un único dato que es 1,1 m/s.

El cuadro 3.6 recoge la comparativa de velocidades y aceleraciones pico medidas en el ensayo y las compara con las resultantes de la simulación apreciándose una correlación suficiente en orden de magnitud.

Aceleración pico [m/s^2]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	74000 – 100000	22500
Simulación	125000	25000
Velocidad pico [m/s]	Centro	A 1 m del centro
Ensayo	1,5 – 2,3	1,1
Simulación	2,6	1,6

Cuadro 3.6: Comparación de velocidades y aceleraciones entre ensayo V13 y simulación.

Del mismo modo las figuras 3.40 y 3.41 muestran la historia de aceleraciones y velocidades obtenidas en los puntos equivalentes a la posición de los acelerómetros, esto es, en un punto centrado en la losa y en un punto situado a un metro del centro de la losa en dirección longitudinal.

Figura 3.40: Losa ensayo L11. Historia de aceleración vertical (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.

Figura 3.41: Losa ensayo L11. Historia de velocidad vertical (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.

3.3.2.2.2. Losa L21

En este ensayo se somete la losa a una explosión de 15 kg de TNT a medio metro de distancia sobre ella.

Se produce una gran rotura en la losa. Se crea un hueco de unos 60 cm de diámetro en la cara superior y se rompe el hormigón por la mitad entre los apoyos. En la cara inferior la pérdida de hormigón por *spalling* es mucho mayor. Se producen fuertes plastificaciones en las armaduras, pero en general sin llegar a rotura.

(a) Fotografía de la losa después de la explosión.

(b) Simulación de la losa después de la explosión. Malla deformada y erosionada.

Figura 3.42: Ensayo y simulación losa L21. 15 kg de TNT a 0,5 m.

La figura 3.42 muestra, en la parte superior, la fotografía del estado y deformación de la losa después de la explosión, y en la parte inferior la simulación correspondiente en la que se aprecian desplazamientos y forma de rotura similares y una erosión del hormigón también del mismo tipo. En la

figura 3.43 se detalla el estado de la losa en la cara superior y los daños en la cara inferior una vez es levantada del suelo. El fallo de la losa como elemento estructural es completo, habiendo perdido el hormigón su capacidad resistente y produciéndose la plastificación de las armaduras.

(a) Foto de la rotura de la losa tras la explosión. Cara superior.

(b) Foto de la rotura en la cara inferior una vez levantada del suelo.

(c) Simulación de la rotura de la losa en el centro de la cara superior.

(d) Simulación de la rotura en la cara inferior.

Figura 3.43: Detalles de rotura de losa L21 tras ensayo con 15 kg de TNT a 0,5 metros de distancia.

El daño estimado a través de martillo Schmidt es el que muestra la figura 3.44a. En la misma figura se compara con los contornos de daño calculados en la simulación en toda la historia temporal y superponiendo los elementos erosionados como completamente dañados.

(a) Medición del daño con martillo Schmidt

(b) Simulación del daño con contornos de deformación plástica superpuestos.

Figura 3.44: Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contorno de daño acumulado. Ensayo L21.

En este caso al ser un ensayo destructivo no se han colocado acelerómetros, por lo que la comparación de ensayo y modelo se basa en los daños, deformación última y estimación de la fisuración en toda la losa a través del martillo Schmidt. Se puede apreciar la correlación de los resultados del martillo Schmidt en la figura 3.44, comparando el resultado del ensayo con el contorno de daño acumulado.

3.3.2.2.3. Losa L22

En el último ensayo se somete la losa a una explosión de 15 kg de TNT a un metro de distancia sobre ella.

Se produce la rotura de la losa al partirse por la mitad entre los apoyos. Se producen fuertes plastificaciones en las armaduras, llegando alguna de ellas a rotura (figura 3.46b). En la figura 3.46a se muestra el estado de la losa tras la explosión, y como llega al suelo al perder toda capacidad estructural.

Hay que destacar que en este caso los daños de la losa son menores que el en caso anterior en el que explosivo estaba a la mitad de distancia de la losa, pero a diferencia del caso anterior el colapso de la losa hace que ésta caiga hasta el suelo. Esto es debido a que en el caso L21 una parte de la energía

(a) Fotografía de la losa después de la explosión.

(b) Simulación de la losa después de la explosión. Malla deformada y erosionada.

Figura 3.45: Ensayo y simulación losa L22. 15 kg de TNT a 1 m.

de la explosión atraviesa la losa por el agujero que se crea y las presiones se concentran en una zona más reducida, mientras que en este caso las presiones se reparten en una zona mayor de la losa produciendo cargas más distribuidas que provocan la rotura por flexión de la losa.

En cuanto a las armaduras en el ensayo se comprueba que algunas de las barras inferiores han roto. En la simulación la barras llegan al límite elástico, pero no se elongan lo suficiente como para romperse. Esto es debido al tamaño de los elementos de las armaduras; en la realidad la tensión se acumula más fácilmente en un único punto que se elonga hasta rotura, mientras que en la simulación ese punto tiene que ser como mínimo la longitud del elemento viga, que en este caso son cinco centímetros, de forma que se distribuye más la elongación que en el caso real. Se puede reproducir el comportamiento aumentando la discretización de la malla de acero, pero ello conlleva un

aumento del tiempo de cálculo. No se considera necesario hacerlo puesto que en la simulación a diferencia del ensayo es posible monitorizar el estado tensional de cada uno de los elementos de las barras y todas las barras inferiores llegan a la tensión de rotura.

(a) Foto de la rotura de la losa tras la explosión.

(b) Foto de la rotura de las armaduras en la cara inferior.

(c) Contorno de daño.

Figura 3.46: Detalles de rotura de losa L22 tras ensayo con 15 kg de TNT a 1 m de distancia.

El daño estimado a través de martillo Schmidt es el que muestra la figura 3.47. En la misma figura se compara con el resultado de la simulación de la que se obtienen los contornos de daño en toda la historia temporal (incluyendo los elementos erosionados como completamente dañados).

Por los mismos motivos que en el ensayo anterior no se han colocado acelerómetros, por lo que igualmente la comparación de ensayo y simulación se basa en los daños, deformación última y estimación de la fisuración en toda la losa a través del martillo Schmidt. En la figuras 3.45 y 3.47 se puede

Figura 3.47: Daño estimado según Martillo Schmidt.

apreciar la correcta correlación.

3.3.2.3. Conclusiones sobre los modelos con elementos de continuo

Las simulaciones mediante modelos de elementos finitos de continuo 3D para elementos constructivos se han comprobado suficientemente precisas para estudiar los fenómenos desplazamientos impuestos con grandes deformaciones y los fenómenos de explosión con diferentes cargas que provocan grandes plastificaciones y erosiones. Se comprueba que las respuestas estructurales frente a diversas cargas de los modelos son muy precisas en cuanto a deformaciones, fisuración estimada a partir de contornos de daño y erosión.

Estos modelos son útiles para estudiar elementos constructivos independientes como los analizados anteriormente, y para analizar en detalle las sucesivas plastificaciones, roturas y erosiones que se producen en ellos. Pero tienen el inconveniente de un coste computacional prohibitivo si se quieren utilizar para estudiar edificios completos. Por ello es necesaria otra aproximación al problema del estudio de edificios. El siguiente apartado propone modelos con elementos finitos estructurales (vigas y láminas) equivalentes con un coste computacional mucho más reducido.

Para calibrar los modelos de EF estructurales son necesarios los modelos de EF de continuo 3D, así como para el análisis de detalles de la estructura.

3.3.3. Modelos con elementos finitos estructurales

Los modelos de EF estructurales son aquellos que emplean tipos de elementos 2D ó 1D tales como láminas, vigas o barras. De entre los posibles tipos de elementos estructurales en este trabajo se emplean láminas planas de sección constante para representar el hormigón en masa y vigas rectas de sección constante para representar las barras de acero corrugado de la armadura. Las mallas de elementos finitos de ambos materiales se modelizan de forma segregada, y para conseguir que trabajen conjuntamente se realiza la unión entre la malla de elementos lámina de hormigón y la malla de elementos viga de acero imponiendo la compatibilidad de movimientos en determinados nodos comunes. Los elementos viga de acero se disponen con cuantías equivalentes al armado real, teniendo en cuenta su posición relativa dentro del hormigón mediante la formulación *offset* de LS-DYNA.

El modelo de material empleado para el hormigón en estas simulaciones es el *Concrete EC2* descrito en el apartado 2.3.2.1. Está diseñado para emplearse en elementos finitos estructurales, no como el modelo de material *CSCM Concrete* que se utiliza únicamente en elementos finitos de continuo. En el caso del acero de la armadura se sigue utilizando el modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* también descrito en el apartado 2.3.2.1.

Dado que la fiabilidad con que los modelos de EF estructurales representan los modelos mecánicos es menor, al utilizar elementos finitos de mayor tamaño, usar vigas con cuantías equivalentes para el acero o secciones aproximadas en el hormigón, no se van a reproducir exactamente los detalles de las roturas locales de los modelos de EF de continuo, si no el comportamiento global de los elementos constructivos. Con estos modelos se pretende obtener un comportamiento suficientemente aproximado a los resultados de los modelos de EF de continuo y por tanto ser suficientemente precisos para simular la realidad. Su gran ventaja es que el coste computacional, tanto en tiempo de cálculo como en memoria, es mucho más reducido, por lo que es posible utilizar estos modelos de EF estructurales para simular edificios completos.

El primer paso es verificar que los elementos constructivos ya estudiados se pueden simular correctamente mediante estos modelos. Se compara la respuesta estructural de columna, losa y pórtico en los modelos ya validados de elementos de continuo con los nuevos modelos de EF estructurales.

A continuación se detallan los procedimientos seguidos para conseguir modelos equivalentes.

3.3.3.1. Columna

Se estudian modelos de EF estructurales, modelos con elementos viga y elementos lámina, para simular la columna que se ha analizado en el apartado 3.3.1.2.1 mediante elementos de continuo. Esta columna de 3 m de altura y $45 \times 45 \text{ cm}^2$ de sección de hormigón de 40 MPa está simplemente apoyada. Su armado consta de doce barras corrugadas longitudinales de 20 mm de diámetro con cercos transversales de 8 mm de diámetro cada 30 cm de acero B500S.

Existen varias opciones para modelizar esta columna mediante elementos finitos estructurales.

Una opción es utilizar elementos viga tanto para el hormigón como para el acero. Los elementos viga para el hormigón tienen una sección de $45 \times 45 \text{ cm}^2$ y modelo de material *Concrete EC2*. El armado longitudinal se modeliza mediante vigas de sección de 20 mm de diámetro y el armado transversal (cercos) se incluye dentro del modelo de material *Concrete EC2* que modela el comportamiento del hormigón en LS-DYNA. Este tipo de modelo tiene una respuesta estructural muy similar al modelo de continuo en el caso de flexión cuasi-estática, pero no es posible aplicarlo en el análisis de acciones explosivas debido a que la formulación de vigas en LS-DYNA no es capaz de recoger la acción explosiva al no tener un área asociada en la que aplicar la presión.

Otra opción para la modelización que sí puede recoger la acción explosiva es utilizar elementos lámina dispuestos en forma de cruz (figuras 3.48 y 3.49). Mediante dos series de elementos lámina planos que se cruzan y unen en el eje de la columna se logra que la superficie expuesta a la explosión sea igual que en el caso del modelo de elementos de continuo.

Con este método se deben ajustar las propiedades de las láminas de forma que se mantengan la masa y la inercia de la sección para ser fieles a la realidad que se quiere simular. Las láminas tienen un espesor en su definición, a partir de la cual se calcula la masa y la inercia correspondiente. Así, para una columna de $45 \times 45 \text{ cm}^2$, que tiene un área de $0,20250 \text{ m}^2$ y una inercia de $0,003417 \text{ m}^4$, el espesor de las láminas debe ser de $0,30705 \text{ m}$ para obtener la misma inercia, y su anchura de 45 cm. Una vez igualada la inercia, para obtener la misma masa en la sección, se calcula el área de las láminas multiplicada por un factor k y se iguala al área real. Este factor se aplica a la densidad del material de forma que la masa de la sección es igual en el modelo de láminas y en la realidad. El resultado es que el conjunto de láminas en cruz tiene un área expuesta a la explosión igual que la columna real y la misma inercia y masa en la sección.

Figura 3.48: Malla del modelo de elementos finitos estructurales de columna y detalle.

$$\frac{1}{12}0,45^4 = \frac{1}{12}a \cdot 0,45^3 + \frac{1}{12}0,45 \cdot a^3 \Rightarrow a = 0,30705$$

$$0,45^2 = 2 \cdot 0,30705 \cdot 0,45 \cdot k \Rightarrow k = 0,73278$$

Debe reconocerse una limitación en este modelo que es que no tiene el mismo área seccional el modelo de láminas y el modelo de sólidos 3D. Para los axiles en la columna los resultados van a ser ligeramente diferentes. No obstante es más importante la inercia que el área en los casos de explosión, que producen cargas laterales (flexión). Además el colapso progresivo se produce en más casos por flexión debido al arrastre, no tanto por el fallo a compresión de la columna. Otro argumento a favor de utilizar este método es que si se iguala el área el factor de error en la inercia sería de $k' = 0,625$ que es peor que la variación en el área de $k = 0,733$.

Figura 3.49: Equivalencia entre modelo de sólidos y láminas en cruz.

La armadura longitudinal se modela de forma segregada, modelando cada una de las 12 barras de armado separadamente y con la formulación *offset* para computar su excentricidad. Los nodos de estas barras se unen a la columna en su eje a los nodos de las láminas de forma alterna, quedando nodos del eje de las láminas que no están unidos a ninguna viga del armado longitudinal.

Se estudian dos opciones para modelar la armadura transversal. La primera es incluirla de forma homogeneizada en el hormigón mediante una cuantía en el material *Concrete EC2*. Otra opción es modelarlas de forma segregada de manera que unan los extremos de las láminas en cruz. Las dos opciones son válidas, la primera es más económica computacionalmente, pero la segunda proporciona una respuesta más precisa frente a explosión en algunos casos concretos. Si se incluyen de forma homogeneizada, cuando la explosión incide perpendicularmente en una de la láminas en cruz y paralelamente en la otra sucede que la lámina que recibe perpendicularmente la explosión plastifica antes que la que está paralela, por lo que la plastificada se deforma más rápidamente y de forma no solidaria con la última (figura 3.50).

Figura 3.50: Detalle de la deformación no solidaria de las láminas en un caso de explosión que incide perpendicular a una de las láminas.

Mientras que si se utilizan cercos segregados ocurre que las vigas que unen los extremos de las láminas constriñen el movimiento de forma que las dos láminas se deforman solidariamente, de forma que se consigue un comportamiento más preciso. La diferencia no es muy acusada entre ambas opciones en la mayoría de los casos, cuando la onda de la explosión no llega perpendicularmente a una de las láminas, o cuando hay poca deformación plástica, pero en casos concretos la precisión del modelo usando cercos segregados es mejor, por lo que se usará esta opción que sólo supone un leve aumento en el coste computacional. Aún así se ha considerado interesante mostrar la validez de ambas opciones frente a análisis cuasi-estático en el siguiente apartado.

Análisis cuasi-estático frente a desplazamiento transversal impuesto

Se realiza la comparación de la respuesta entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales cuando se les somete a un desplazamiento impuesto en su centro en dirección transversal a la columna y en condiciones cuasi-estáticas, que provoca la flexión de la columna simulada, tal y como se hizo en el apartado 3.3.1.2.1 en el caso de EF de continuo.

Figura 3.51: Columna sometida a flexión cuasi-estática. Comparación de fuerza empleada en la imposición del movimiento frente a desplazamiento transversal entre el modelo de EF estructurales y el modelo de EF de continuo. A la izquierda el modelo de EF estructurales emplea cercos como cuantía. A la derecha el modelo de EF estructurales emplea cercos segregados modelados con vigas.

En la 3.51 se compara la respuesta entre ambos modelos. En la gráfica izquierda se compara el modelo de EF de continuo con el modelo de EF estructurales con los cercos homogeneizados, monitorizando la fuerza necesaria para imponer el desplazamiento. Las curvas de ambos modelos tienen una buena correlación en cuanto a la historia de fuerza y el proceso de plasticificación. En la gráfica de la derecha se realiza la misma comparación pero utilizando el modelo EF estructurales con los cercos segregados, obteniéndose igualmente una correcta correlación.

En ambos casos los modelos de láminas son un poco más rígidos en las primeras fases de la deformación debido a que en el modelo de continuo los elementos van plastificando primero y progresivamente al ser más pequeños de tamaño, mientras que en modelo de láminas, al haber menos elementos en la sección, no plastifican hasta que toda la zona que abarca el elemento

ha plastificado, lo que sucede para una carga mayor.

Análisis dinámico frente a explosión

A continuación se describen los cálculos realizados para comparar la respuesta de los modelos de EF de continuo y EF estructurales frente a solicitaciones dinámicas. Para ello se realizan una serie de simulaciones comparando los resultados de deformaciones, velocidades y daño en ambos modelos de columna cuando son sometidos a diferentes cargas explosivas.

Como se ha comentado anteriormente se han estudiado dos posibilidades para el armado transversal (los cercos de armado). Incluirlos de forma homogeneizada o hacerlo explícitamente de forma segregada. La figura 3.52 muestra los resultados de desplazamiento y velocidad en ambos casos y los compara con el modelo de EF continuo para el caso de 800 kg de TNT.

Figura 3.52: Comparación entre modelo de EF de continuo y dos modelos de EF estructurales, el primero con cercos segregados y el segundo con cercos homogeneizados. Historias de desplazamiento y velocidad en el centro de una columna sometida a 800 kg de TNT.

Aunque ambos modelos de EF estructurales proporcionan una buena correlación el modelo con cercos modelados con vigas de forma segregada resulta más ajustado al modelo de EF de continuo, por lo que se concluye que es más preciso y es el que se utiliza en adelante. El modelo con cercos homogeneizados no se volverá a tratar. En los casos de 200 y 400 kg se comprueba que conducen a una conclusión similar por lo que no se muestran aquí.

Con objeto de comprobar la correcta respuesta del modelo de EF estructurales se simula la columna estudiada y se compara su comportamiento frente al modelo de EF de continuo. Para ello se realizan tres simulaciones

Figura 3.53: Comparativa de las mallas deformadas entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales de columna cuando son sometidos a explosión a 4 metros de distancia. A la izquierda el caso de 400 kg de TNT y a la derecha el caso con 800 kg de TNT

en las que se sitúan varias cargas de explosivo, 200 kg, 400 kg y 800 kg de TNT, a una distancia de 4 metros en perpendicular al eje de la columna, con una cara enfrentada directamente a la onda explosiva, y a una altura de un metro con respecto al suelo. Esta altura es una estimación de la altura de una carga explosiva que estuviera colocada en un coche o furgoneta bomba en un aparcamiento.

El punto en el se que miden el desplazamiento y la velocidad es en la cara de la columna donde se recibe la explosión, a mitad de su altura, a un metro y medio sobre el suelo, y centrado en esa misma cara.

La figura 3.53 muestra los resultados comparativos entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales cuando se analiza la deformación producida en la columna en los casos de 400 kg y 800 kg de TNT. Se observa una buena correlación para las dos cargas. En el caso de la carga de 800 kg se aprecia la erosión el hormigón en la parte posterior, que no se da en el modelo de EF estructurales, puesto que al ser las láminas mayores representa una parte mayor de la columna. Debe erosionar más hormigón en el modelo de EF de continuo para que la lámina del modelo de EF estructurales erosione

también.

Por último se comparan los resultados de desplazamiento y velocidad en el modelo de EF de continuo y en el modelo de EF estructurales para la tres cargas reseñadas

La figura 3.54 muestra la deformación y velocidad registradas en ambos modelos en el centro de la columna por las tres diferentes explosiones, 200 kg, 400 kg y 800 kg de TNT a una distancia de 4 m, aplicándose la acción explosiva en todas sus caras mediante la formulación analítica *Load Blast Enhanced*. Esta formulación tiene en cuenta la orientación de cada una de las superficies expuestas de la columna.

Como se observa en las gráficas la correlación en los tres casos es buena. Si se entra en el detalla se aprecia que los picos de desplazamiento son mayores en el modelo de EF de continuo. Esto es debido a que al ser más preciso, pues tiene un mayor número de elementos, puede reproducir mejor la respuesta de la columna que tiene partes que responden elásticamente y otras plásticamente. El modelo de EF estructurales no puede entrar en ese detalle debido al tamaño de sus elementos, puesto que con sólo cuatro elementos lámina en la sección no se puede recoger el detalle de las plastificaciones locales. Aún así la deformación remanente y las velocidades muestran una muy buena correlación. Por último indicar que las oscilaciones que muestran las gráficas son debidas a que los modelos empleados carecen de amortiguamiento. Es posible añadir amortiguamiento a los modelos de elementos finitos, pero debe hacerse con la debida precaución para no alterar los resultados reales. Estas oscilaciones no son importantes en un caso de aplicación a un edificio completo, puesto que habrá otras acciones que provocarán una respuesta disipativa inelástica de la estructura como cargas del resto de la estructura, sobrecargas y peso propio.

Figura 3.54: Comparación entre modelo de EF de continuo y modelo de EF estructurales de columna. Historias temporales de desplazamientos y velocidades en el centro de la columna cuando es sometida a cargas de 200, 400 y 800 kg de TNT a 4 metros de distancia.

3.3.3.2. Losa

Se estudia un modelo de losa reticulada. El modelo de EF de continuo ya se ha detallado en el apartado 3.3.1.2.2. Para el modelo de EF estructurales se diferencian las zonas de los ábacos de la zona nervada de los casetones (ver figuras 3.8 y 3.14). Las láminas de la zona de los ábacos que se encuentran en las esquinas de la losa tienen un espesor de 38 cm que se considera en la formulación de las láminas. La zona restante de los casetones y los nervios se modela mediante láminas con un espesor homogeneizado de 11,3 cm de forma que el área de la sección es igual en la realidad y en la lámina.

La armadura se coloca en vigas que quedan unidas a los nodos de las láminas de forma que se unen en nodos alternos. Las secciones de las vigas tienen un diámetro ficticio de forma que las cuantías de acero en ambas direcciones horizontales son equivalentes en ambos modelos. Al igual que en el caso de las columnas a las vigas de armado se le añade la formulación *offset* que computa la excentricidad considerando la posición relativa sobre el plano que definen las láminas de la losa.

Se han realizado tres cálculos comparativos diferentes, uno para el caso cuasi-estático y dos para el cálculo dinámico frente a explosión.

Análisis cuasi-estático frente a desplazamiento impuesto

Con los modelos de EF de continuo y EF estructurales desarrollados se estudia la respuesta de la losa a un desplazamiento impuesto en dirección transversal aplicado en su centro y se monitoriza la fuerza necesaria para provocar ese desplazamiento.

El desplazamiento se aplica mediante la imposición del movimiento a los nodos superiores del hormigón del centro de la losa, en un área de $1,3 \times 1,3 \text{ m}^2$, estando fijos mediante coacciones al movimiento y al giro el contorno perimetral de la losa, quedando empotrado los cuatro bordes (ver croquis de la figura 3.55). La fuerza aplicada se obtiene de las reacciones en los puntos de movimiento impuesto y coincide con las reacciones en los bordes empotrados.

Figura 3.55: Croquis de simulación de flexión en losa reticulada.

Figura 3.56: Comparación del diagrama fuerza desplazamiento en losa reticulada entre EF de continuo y EF estructurales.

Se compara el diagrama fuerza-desplazamiento en ambos modelos, modelo de EF de continuo y modelo de EF estructurales. Al comenzar el desplazamiento impuesto en ambas gráficas (figura 3.56) se aprecia un aumento lineal de la carga, seguido de una bajada repentina menor y luego continúa con un aumento creciente de la fuerza empleada en el desplazamiento con múltiples oscilaciones. La primera fase de crecimiento lineal se explica por el comportamiento elástico, llegando a un pico en el que comienza la plastificación del hormigón en los bordes de la losa. Esta plastificación provoca una pérdida de la fuerza necesaria para continuar el desplazamiento impuesto. Después de esta primera bajada la carga aumenta de nuevo teniendo picos de aumento y pérdida de carga, debidos a las sucesivas plastificaciones otras zonas del hormigón de la losa y por último de las armaduras.

Análisis dinámico frente a explosión

Los mismos modelos empleados para estudiar el comportamiento cuasi-estático se utilizan ahora para comparar la respuesta dinámica frente a dos cargas diferentes de explosivo, 100 kg y 200 kg de TNT, cuando se sitúan a 2 metros de distancia bajo la cara inferior de la losa, en el centro de la misma.

La figura 3.57 muestra la comparación de los dos modelos de losas cuando son sometidos a una carga de 100 kg de TNT. Se muestra una buena correlación entre los modelos, daños similares y mismos patrones de erosión. En la

figura 3.58 se comparan los desplazamientos y velocidades que se producen en el centro de la losa. Se aprecia que tanto desplazamientos como velocidades son similares. Los resultados para el modelo de continuo son ligeramente superiores puesto que como ya se ha comentado los procesos de plastificación se producen antes en elementos pequeños, como es el caso de los modelos de continuo, que en elementos mayores como es el caso de los modelos de láminas.

Figura 3.57: Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 100 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión..

Figura 3.58: Comparativa de historias de desplazamiento y velocidad entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 100 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.

La figura 3.59 correspondiente a 200 kg de TNT situada a dos metros bajo la losa muestra igualmente una buena correlación entre los modelos: plastificaciones en las mismas áreas, daños similares y mismos patrones de erosión. Igualmente se comparan desplazamientos y velocidades que se producen en el centro de la losa. La figura 3.60 muestra que también para esta

carga que provoca un daño mayor en la losa se sigue cumpliendo la similitud entre ambos modelos.

Figura 3.59: Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión..

Figura 3.60: Comparativa de historias de desplazamiento y velocidad entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.

Se debe señalar la ventaja computacional de utilizar el modelo de EF estructurales frente al modelo de EF de continuo. Se calculan ambos modelos en igualdad de condiciones con procesamiento en paralelo mediante cuatro procesadores. El cuadro 3.7 compara el número de elementos empleado por cada modelo así como el tiempo de cálculo empleado en cada uno. En el caso del modelo de EF estructurales el tiempo de cálculo empleado es del orden de 1700 veces menor al empleado en el modelo de EF de continuo.

Número de elementos	
Modelo de continuo	180 000 elementos de continuo y 29 000 vigas
Modelo de láminas	728 láminas y 916 vigas
Tiempo de cálculo	
Modelo de continuo	1 hora 27 minutos 35 segundos
Modelo de láminas	3 segundos

Cuadro 3.7: Comparación de número de elementos y tiempo de cálculo entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales de losa reticulada.

3.3.3.3. Pórtico

Se analiza el caso de un pórtico formado por la losa reticulada estudiada anteriormente a la que se unen cuatro columnas. El modelo de EF de continuo ya se ha discutido en el apartado 3.3.1.2.3. Para el modelo de EF estructurales la unión de las columnas y de la losa se realiza mediante la coincidencia de nodos. El nodo superior del eje de cada columna coincide con la esquina de la losa, y por tanto el armado de la losa también está unido al armado de la columna. Los doce conjuntos de vigas que tiene cada columna se unen en el punto superior con las vigas que representan el armado superior e inferior de la losa, todas con su debida excentricidad. También se ha dispuesto que los dos nodos extremos superiores de las láminas de cada columna coincidan con nodos de las láminas de la losa.

En este caso no se realiza el análisis cuasi-estático frente a desplazamiento impuesto porque la respuesta es muy similar al caso de la losa y se pasa a estudiar directamente el caso de la acción explosiva.

Análisis dinámico frente a explosión

Se realiza una simulación del pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada a dos metros bajo la losa y centrada en ella, a la misma distancia de las cuatro columnas.

En la figura 3.61 se compararan la deformación y la erosión entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales mostrándose una buena correlación tanto en deformaciones como en patrones de erosión. La zona central es erosionada produciéndose una apertura en la losa. Las uniones de las columnas con la losa se ven altamente degradadas en cuanto al hormigón, resistiendo gracias a la armadura de acero. Las bases de las columnas también se ven dañadas debido al giro que se produce en las mismas debido al arrastre

Figura 3.61: Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de E.F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión. Vistas de ambos modelos en perspectiva y en planta.

de la losa.

La gráfica de las figura 3.62 muestra la comparación de historias de velocidades entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales, en puntos característicos de la estructura como son el centro de la losa y el extremo superior de las columnas. En la gráfica izquierda se dibuja la historia de velocidades del extremo superior de la columna en las que se aprecia que la velocidad al inicio de las gráficas es negativa, pues la columna se desplaza hacia fuera por el efecto directo de la onda explosiva, pero rápidamente se vuelve positiva, debido al efecto de arrastre de la losa.

En la gráfica derecha se dibuja la velocidad del centro de la losa mostrando un rápido aumento inicial de la velocidad cuando la onda de la explosión impacta en la losa, descendiendo posteriormente cuando la progresiva deformación y plastificación del conjunto de la estructura limita su desplazamiento. Se observa una discrepancia en la parte final de la gráfica de velocidad en el centro de la losa debido a que en el modelo de EF estructurales la

Figura 3.62: Comparativa de historias de velocidades en el centro de la losa y en el extremo superior de las columnas entre el modelo de E .F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.

Figura 3.63: Comparativa de historias de desplazamientos en el centro de la losa y en el extremo superior de las columnas entre el modelo de E .F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.

velocidad se calcula en un único punto (el nodo central de la armadura) y en el modelo de EF de continuo se calcula como media de dos puntos (nodo central del mallazo superior y nodo central de la armadura inferior), y en este último modelo se produce la rotura local del mallazo que tiende a

desprenderse y por tanto tiene mayor velocidad.

Al igual que con las historias de velocidad se comparan las historias de desplazamientos en la figura 3.63. Igualmente se obtiene una buena correlación entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales.

3.3.3.4. Conclusiones sobre los modelos de elementos finitos estructurales

Se han realizado simulaciones de elementos constructivos, columna, losa y pórtico sometidos a acciones cuasi-estáticas y dinámicas debidas a explosión. Los modelos de EF estructurales, mediante el uso de elementos lámina para el hormigón y elementos viga para el acero con la unión en nodos y la formulación *offset* para calcular la excentricidad del armado, han demostrado proporcionar una respuesta estructural muy aproximada a los modelos de EF de continuo.

Por tanto los modelos de EF estructurales, debidamente calibrados, son suficientemente aproximados cuando se busca la respuesta estructural frente a explosión en una estructura reticulada de hormigón. Un caso diferente sería si el interés fuese el estudio de la rotura local en puntos concretos de la estructura para el cual los modelos de EF de continuo son más adecuados.

La ventaja de emplear modelos de EF estructurales para el análisis frente a explosión de estructuras de hormigón armado es que al utilizar un número mucho menor de elementos y de mayor tamaño su coste computacional es mucho menor que los modelos de EF de continuo. Este bajo coste computacional los hace idóneos para el análisis de edificios y otras estructuras completas, que se estudian en el siguiente capítulo.

3.4. Modelos considerando la acción explosiva con interacción fluido-estructura

En este apartado se explora la posibilidad de realizar cálculo con interacción fluido-estructura (FSI) mediante dinámica de fluidos computacional (CFD) aplicado a explosiones en edificios. El objetivo es lograr realizar el cálculo de la evolución de la onda de presión que provoca una explosión a través del aire cuando interacciona con una estructura sólida.

El interés de estos cálculos radica en que se podrían estudiar los efectos cuando la onda, una vez reflejada en una parte de la estructura, contacta con otra. O también en el caso de que la explosión provoque aperturas en la estructura, por ejemplo en la losa de un forjado, se podría calcular la presión de la onda que llegaría a la losa del forjado siguiente.

Para ello se ha procedido a comprobar la fiabilidad de estos cálculos, comparando los resultados ya obtenidos para una columna sometida a explosión y comparándolos con los resultados obtenidos del cálculo con interacción fluido-estructura.

La columna está sometida a una explosión de 800 kg de TNT a una distancia de 4 m. Puesto que calcular la propagación de la onda en la malla euleriana a lo largo de los cuatro metros que separan la explosión de la columna conllevaría utilizar un elevado número de elementos en la malla de euleriana de aire, se ha optado por el uso de la malla euleriana sólo en el entorno de la estructura, no en todo el dominio desde la explosión. Mediante las mismas fórmulas analíticas usadas en el modelo lagrangiano se trasladan las presiones hasta una capa de elementos interfase que LS-DYNA denomina *Ambient Layer*, y ésta a su vez las transmite a la malla euleriana de aire que se acopla con la malla lagrangiana de la estructura.

La figura 3.64 muestra las mallas del modelo realizado. En la figura 3.64a se muestra en marrón la malla euleriana de aire empleada, que tiene elementos cúbicos de 3 cm de lado. La capa morada es el *Ambient Layer*. Las presiones producidas por los 800 kg de TNT se calculan analíticamente hasta el *Ambient Layer* y desde esta capa se transmiten a la malla euleriana de aire. La figura 3.64b muestra la malla lagrangiana de la columna en el interior de la malla euleriana. La figura 3.64c es la malla lagrangiana de la columna.

(a) Malla de aire (marrón) y malla de *Ambient Layer*.

(b) Malla de la columna en el interior de la malla de aire.

(c) Malla de la columna con el aire y el *Ambient Layer* oculto.

(d) Croquis de la planta del modelo. Dimensiones de las mallas de aire y columna.

Figura 3.64: Mallas del modelo acoplado lagrangiano-euleriano.

Se compara el estado de daño de la columna y el modo global de deformación tras la explosión en la figura 3.65. Se comprueba que se obtienen resultados similares en cuanto a daño y erosión.

Figura 3.65: Comparación del daño en la columna sometida a 800 kg de TNT entre modelo lagrangiano y modelo ALE de columna.

También se compara el desplazamiento en el centro de la columna entre el modelo exclusivamente lagrangiano y el modelo acoplado lagrangiano-euleriano. La figura 3.66 muestra las dos curvas de historia de desplazamiento y se puede apreciar un resultado aproximado.

Figura 3.66: Historia temporal de desplazamiento en el centro de la columna cuando es sometida a 800 Kg de TNT a 4 m de distancia. Comparación entre modelo lagrangiano y ALE.

El cuadro 3.8 muestra la comparación en número de elementos y tiempo de cálculo entre los dos modelos. Se debe señalar que en ambos casos se ha utilizado un único procesador. En el caso de los modelos con interacción fluido-estructura el código LS-DYNA aún no permite el procesamiento paralelo.

Número de elementos totales	
Modelo lagrangiano	2 500 elementos
Modelo lagrangiano-euleriano con FSI	46 500 elementos
Tiempo de cálculo	
Modelo lagrangiano	46 minutos y 35 segundos
Modelo lagrangiano-euleriano con FSI	3 minutos y 43 segundos

Cuadro 3.8: Comparación de número de elementos y tiempo de cálculo para una columna sometida a 800 kg de TNT entre el modelo lagrangiano y el modelo lagrangiano-euleriano con interacción fluido-estructura (FSI).

Sin embargo este tipo de modelos con interacción fluido-estructura depende fuertemente del tamaño de malla del aire, y se pueden obtener resultados diferentes para los mismos modelos en función de la carga de explosivo, por lo que es necesaria más investigación en esta línea, trabajo que se propone como futura línea de investigación.

Capítulo 4

Cálculo de explosiones y colapso de edificios completos

En este capítulo se estudia, en primer lugar, el colapso de un módulo de una estructura reticulada mediante modelos de EF de continuo y modelos de EF estructurales, y se comparan los resultados con un ensayo a escala real. Se utilizan las mismas técnicas de modelización empleadas en el capítulo anterior, a las que se añaden fuerzas debidas a la gravedad y capacidades como el contacto entre elementos.

En segundo lugar, y una vez comprobada la fiabilidad de los modelos de EF estructurales para la simulación de explosiones y colapso de una estructura reticulada, se utilizan estos modelos de EF estructurales para el estudio de la explosión y el colapso en edificios completos.

4.1. Colapso de un módulo

El colapso progresivo es el fenómeno por el cual una estructura, que ha pasado del equilibrio estático a la deformación dinámica a causa de la pérdida de algún elemento sustentante, provoca el fallo de sus elementos resistentes de forma sucesiva. La inestabilidad de la estructura provoca desplazamientos de los elementos constructivos que a su vez pueden producir desequilibrios en otras partes de la estructura, fenómenos de impacto y arrastres. La combinación de estos fenómenos puede ocasionar el colapso total o parcial de la estructura.

El colapso progresivo es un fenómeno de dinámica lenta (comparado con la acción explosiva), en el que la fuerza principal actuante es la debida a la gravedad. Los tiempos en los que se desarrolla estarán relacionados con las

aceleraciones debidas al peso propio y las sobrecargas, y por tanto son mucho mayores que los tiempos en los que se producen los fenómenos explosivos.

En este apartado se estudia el colapso progresivo de una estructura de dos plantas, para lo cual se realizan modelos de EF de continuo y de EF estructurales que reproducen el comportamiento de la estructura cuando una de sus columnas es eliminada.

4.1.1. Ensayo

El ensayo, realizado en 2013, tiene como objeto analizar experimentalmente el comportamiento de una estructura porticada ante la eliminación de uno de sus elementos, en este caso una columna de la estructura de la figura 4.1.

Para ello se construyó una estructura de 6 columnas y dos forjados. El objetivo es analizar el comportamiento de la misma cuando es eliminada la mitad inferior de uno de los columnas inferiores centrales. La eliminación de la columna mediante voladura produce el paso de una situación de equilibrio estático a una de movimiento dinámico en tiempos en torno a las milésimas de segundo.

Figura 4.1: Fotografía de la estructura ensayada.

La figura 4.2 muestra los planos de alzado de la estructura.

Las dimensiones y características geométricas de las columnas y las losas de los forjados son las siguientes:

4.1. Colapso de un módulo

Figura 4.2: Croquis de alzados de la estructura

■ Columnas:

- Dimensiones: $35 \times 35 \times 300$ cm.
- Armado longitudinal: 9 barras corrugadas de diámetro $\phi 12$ mm.
- Armado transversal: cercos de diámetro $\phi 6$ mm cada 15 cm.
- Recubrimientos: 3.5 cm

■ Forjados:

- Losas macizas de 22 cm de espesor.
- Dimensiones por planta: $1100 \times 1435 \times 22$ cm.
- Armado superior: según planos de la figura 4.3.
- Armado inferior: según planos de la figura 4.4.
- Armado de punzonamiento: mediante cercos $\phi 8$ mm anclados al armado base.
- Recubrimientos: 3,5 cm.

La cimentación se realiza mediante una losa de hormigón armado de 40 cm de espesor que consigue el empotramiento de las columnas en la misma.

Los materiales empleados son, tanto en las columnas como en las losas, hormigón en masa HA-25/B/20/IIa y acero de las barras de armado B500S.

4. Cálculo de explosiones y colapso de edificios completos

ARMADO SUPERIOR LONGITUDINAL LOSA PLANTA 1ª Y 2ª

ARMADO SUPERIOR TRANSVERSAL LOSA PLANTA 1ª Y 2ª

Figura 4.3: Armado superior de las losas de la estructura.

4.1. Colapso de un módulo

Figura 4.4: Armado inferior de las losas de la estructura.

La estructura soporta una carga de 7 kN/m^2 en los voladizos, según la distribución que se muestra en los planos de la figura 4.5, mediante sacos llenos de tierra como se aprecia en la figura 4.1. Esta carga es equivalente al peso que tendría el voladizo si la losa continuase en esa dirección en una estructura con más columnas.

Figura 4.5: Croquis de alzado y planta de las sobrecargas aplicadas en la estructura.

Figura 4.6: Detalle del corte de las armaduras de la columna volada.

Una de las dos columnas centrales inferiores se elimina en su mitad inferior mediante voladura. Para asegurar la total eliminación de la mitad de la

4.1. Colapso de un módulo

columna inferior y que se pierde completamente el soporte se realizó el corte de las armaduras longitudinales de la columna a metro y medio sobre el suelo (figura 4.6). Se dejaron previstos unos huecos pasantes en la columna para la introducción del explosivo, como se muestra en la figura 4.7.

Figura 4.7: Detalle de la disposición del explosivo dentro de la columna volada.

Con objeto de analizar el proceso de deformación de la estructura se dispuso una cámara de alta velocidad frente a la columna volada.

Se colocó una varilla a la izquierda de la columna central para evaluar los desplazamientos de la losa. En dicha varilla se marcaron los puntos 1 y 2, separados una distancia de 50 cm. En la losa se pintaron los puntos A y B. La figura 4.8 muestra estas disposiciones.

Los puntos A y B están situados a 2,3 m del eje de la columna central. A

Figura 4.8: Medida del desplazamiento de la losa.

es el punto inferior y B el punto superior de la losa de la primera planta.

En la barra para la medida de las distancias hay marcados dos puntos, punto 1 y punto 2, que distan 50 cm. Controlando el tiempo al que pasan los puntos A y B de la estructura por los puntos 1 y 2 de la barra se estima la velocidad de descenso de esos puntos de la primera losa. La distancia del punto 1 al punto A es de 81 mm.

Resultados de desplazamientos, velocidades y daños por colapso

Se estudió la evolución de la estructura al fallar la columna inferior mediante cámaras de alta velocidad.

Figura 4.9: Estado final de la estructura. Vista frontal.

La estructura colapsa en pocos segundos. En las figuras 4.9 y 4.10 se

muestra el estado final tras la pérdida de la columna. Como se aprecia en las fotografías el fallo es completo.

Figura 4.10: Estado final de la estructura. Vista lateral.

En la figura 4.11 se muestra la secuencia de colapso de la estructura en los tiempos 0,6, 1,1, 2,6 y 3,6 segundos después de la pérdida de la columna.

Los desplazamientos y tiempos medidos del paso de los puntos A y B de la losa por los puntos 1 y 2 de medición de la varilla son los siguientes:

- Punto A:
 - Pasa por el punto 1 a 0,16 s
 - Pasa por el punto 2 a 0,54 s
- Punto B:
 - Pasa por el punto 1 a 0,33 s
 - Pasa por el punto 2 a 0,71 s

Estas mediciones tienen una incertidumbre al no saber exactamente cuando se puede considerar la columna destruida, y por tanto el momento exacto en que comienza el movimiento. Esa incertidumbre no es mayor de 0,1 segundos.

De estos datos se obtiene que las velocidades medidas en los puntos A y B son de 1,3 m/s tanto para el punto A como para el punto B.

Figura 4.11: Fotografías de la secuencia de colapso de la estructura. Estructura deformada a 0,6, 1,1, 2,6 y 3,6 segundos después de la pérdida de la columna.

4.1.2. Modelo de elementos finitos de continuo

Se ha realizado un modelo de elementos finitos de continuo con el objeto de simular el ensayo. Se utilizan las mismas técnicas que en el capítulo 3 para los modelos de EF de continuo en columnas, losas y pórticos.

El hormigón se modeliza con elementos finitos de continuo 3D y modelo de material *CSCM Concrete*, mientras que el armado se modeliza mediante elementos viga y modelo de material *Piecewise Linear Plasticity*. Los dos materiales se modelan segregadamente y se unen mediante la formulación *Constrained Lagrange in Solid*.

La figura 4.12 muestra las mallas del modelo de EF de continuo, en primer lugar la malla completa, en la que las columnas se representan en azul y las losas en rojo, y en segundo lugar únicamente el armado del modelo con diferentes colores para los distintos diámetros de las vigas de armado en losas y columnas.

Figura 4.12: Mallas del modelo de EF de continuo. Malla completa y armado.

Los valores de los parámetros de los modelos de material son:

- Modelo de material *CSCM Concrete* para hormigón:
 - Densidad: 2320 kg/m³
 - Límite elástico a compresión: 25 MPa
 - Tamaño máximo de árido: 19 mm
 - Erode: 1,05
- Modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* para armaduras corrugadas:
 - Densidad: 7850 kg/m³
 - Módulo de Young: 210 GPa
 - Coeficiente de Poisson: 0,3
 - Límite elástico: 500 MPa
 - Deformación de rotura: 12 %

El modelo tiene un tamaño de malla de $5 \times 5 \times 5$ cm en el caso de las columnas y de $5 \times 5 \times 5,5$ cm en el caso de las losas de los forjados.

En el modelo se incluye una formulación de LS-DYNA, *Load Body Z* (Hallquist et al., 2013), para tener en cuenta el efecto de la gravedad. Este comando calcula la fuerza debida al peso propio de la estructura que se aplica en cada nodo de cada elemento. La masa de cada elemento se multiplica por la gravedad y esa fuerza se reparte entre todos los nodos del elemento, ya sean elementos de continuo o elementos viga.

La aplicación de la gravedad en la estructura antes de la voladura de la columna causa un estado tensional inicial. Es necesario reproducir ese estado de carga previo antes de comenzar la simulación de la voladura. Para ello se utiliza un procedimiento de relajación dinámica *Dynamic Relaxation* (Hallquist et al., 2013) que calcula el estado tensional en una situación de equilibrio.

En la realización del modelo no se ha simulado la explosión, puesto que la distancia entre el explosivo y la estructura (el explosivo está dentro de la columna) queda fuera del rango de distancias en que son válidas las fórmulas de aplicación de presión. En su lugar la simulación del ensayo se realiza directamente sin la parte de la columna volada, sustituyéndola por una restricción cinemática por la que se impide el desplazamiento en la parte inferior de la columna durante 0,5 segundos. Este tiempo es el necesario para que la relajación dinámica converja y se alcance la deformación debida al peso propio. Una

vez pasado ese tiempo se elimina bruscamente la restricción al movimiento dejando actuar la gravedad.

La sobrecarga se incluye en el modelo mediante una presión distribuida aplicada en cada uno de las caras superiores de los elementos de continuo situados en la capa superior de los voladizos. Esta presión es 7 kN/m^2 .

El suelo se modela con un único elemento lámina rígido en el que están fijos sus cuatro nodos.

Otro de los elementos que hay que considerar para una correcta simulación es el contacto ([Hallquist et al., 2013](#)). Cuando una parte de la estructura colisiona con otra se debe simular el impacto producido y que no sea posible la interpenetración de una parte de la malla de elementos finitos en otra. Numéricamente no hay restricción a esa interpenetración a no ser que se incluya en el modelo un algoritmo que lo impida. Como se comentó en el capítulo 2 hay varias formulaciones para el contacto. En este caso se usa un método de penalización y se definen como posibles contactos únicamente los de los elementos de hormigón consigo mismos y con el suelo. No es recomendable incluir también las armaduras puesto que el algoritmo del contacto puede interferir con la formulación *Constrained Lagrange in Solid* que también se basa en métodos de penalización, dando lugar a problemas numéricos.

El modelo consta aproximadamente de 540 000 elementos de continuo y de 67 000 elementos viga. Este modelo emplea un tiempo de cálculo de 98 horas y 23 minutos con cuatro procesadores paralelos *i7-2600 @ 3.40GHz* para una simulación de 4,5 segundos, y sus resultados ocupan 25 GB de espacio de memoria. La gran cantidad de elementos y el reducido tamaño de los mismos que lleva a pasos de tiempo muy pequeños hacen que el tiempo de cálculo sea tan elevado. Los algoritmos de contacto y la relajación dinámica contribuyen a aumentar el tiempo de cálculo empleado.

Los resultados de la simulación con este modelo se muestran en el apartado 4.1.4, donde se comparan con los resultados del ensayo.

4.1.3. Modelo de elementos finitos estructurales

Del mismo modo se ha realizado un modelo de elementos finitos estructurales para simular el ensayo. Se utilizan las mismas técnicas que en el capítulo 3 para los modelos de EF estructurales.

En la figura 4.13 se muestran las mallas del modelo de EF estructurales, en primer lugar la malla completa y en segundo lugar el armado del modelo.

Los materiales empleados en el ensayo son: hormigón de 25MPa y acero B500S. Las propiedades mecánicas de los mismos son las estándar. Los parámetros de los materiales en los modelos de elementos finitos son:

Figura 4.13: Mallas del modelo de EF estructurales. Malla con los elementos de hormigón y malla con el armado.

- Para el modelo de material *Concrete EC2* para el hormigón:
 - Modelo de material EC2 para hormigón armado:
 - Densidad: 2320 kg/m³
 - Límite elástico a compresión: 25 MPa
 - Límite elástico a tracción: 2,5MPa
 - Modulo de Young hormigón: 15 GPa
 - Módulo de Young del acero: 210 GPa
 - Límite elástico acero: 500 MPa

- Modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* para armaduras corrugadas:
 - Densidad: 7850 kg/m³
 - Módulo de Young: 210 GPa
 - Coeficiente de Poisson: 0,3
 - Límite elástico: 500 MPa
 - Deformación de rotura: 12 %

El armado se incluye de forma segregada.

En este caso las columnas son de 35 x 35 cm por lo que hay que calcular la el espesor que deben tener las láminas en cruz de las columnas para obtener la misma inercia y masa.

$$\frac{1}{12}0,35^4 = \frac{1}{12}a \cdot 0,35^3 + \frac{1}{12}0,35 \cdot a^3 \Rightarrow a = 0,2388$$

$$0,35^2 = 2 \cdot 0,2388 \cdot 0,35 \cdot k \Rightarrow k = 0,73283$$

Al igual que en modelo de EF de continuo se tienen en cuenta las fuerzas gravitatorias mediante la formulación *Load Body Z*, y se simula el suelo con las mismas características, una lámina rígida con sus nodos fijos. Del mismo modo se realiza una relajación dinámica para calcular el estado inicial de tensiones, y no se simula la explosión si no que se impone una restricción cinemática en la parte inferior de la columna volada, que se retira bruscamente a los 0,5s una vez finalizada la relajación. También la sobrecarga se impone mediante una presión distribuida de 7 kN/m², esta vez sobre los elementos lámina que coinciden con la zona de los voladizos. El contacto también es calculado con el mismo método de penalización, pero en esta ocasión es posible incluir todos los elementos del modelo, incluyendo los elementos viga que simulan el armado, pues no hay interferencia con la formulación *Constrained Lagrange in Solid*, ya que la unión entre láminas de hormigón y vigas de acero se realiza mediante nodos comunes.

El armado en los forjados se diferencia entre superior e inferior y se considera su excentricidad con respecto al plano en el que se ubican los elementos lámina de hormigón que simulan las losas mediante la formulación *Offset*. La distancia de excentricidad, tanto para la armadura superior como la inferior es de 7,5 cm.

Se calculan las cuantías de armado en banda de soportes y en banda central en las dos direcciones perpendiculares del plano de la losa, y se utilizan vigas con secciones que proporcionan las misma cuantías. Así, se distingue entre banda de soportes, banda central, armadura superior e inferior y las dos direcciones perpendiculares (x e y).

- Superior:
 - Banda de soportes, dirección x: 20 filas de vigas de diámetro 15,7 mm.
 - Banda de soportes, dirección y: 25 filas de vigas de diámetro 10,8 mm.
 - Banda de central, dirección x: 16 filas de vigas de diámetro 10,9 mm.
 - Banda de central, dirección y: 15 filas de vigas de diámetro 9,9 mm.
- Inferior:
 - Sin distinción entre banda de soportes y banda central.
 - Dirección x: 56 filas de vigas de diámetro 11,5 mm.
 - Dirección y: 71 filas de vigas de diámetro 11,6 mm.

La unión de las vigas de armado con las láminas de hormigón se realiza mediante la coincidencia de nodos entre las mallas. Se han unido los nodos con una distribución de forma que coinciden cada dos vigas con cada tres láminas. Se ha tenido en cuenta que los nodos que unen las vigas del armado superior con las láminas no coincidan con los nodos que unen las vigas del armado inferior con las láminas, de forma que la armadura superior e inferior no se afecten entre ellas más que mediante las láminas de hormigón que las unen.

La contribución del armado de punzonamiento se ha considerado como una cuantía de acero del cuatro por ciento incluida dentro del modelo de material. Las láminas que ocupan la posición donde se sitúa este armado de punzonamiento tienen incluida la cuantía en ambas direcciones.

El armado de las columnas se simula con vigas unidas en los nodos del eje de las mismas, donde se unen las dos series de láminas perpendiculares que representan el hormigón. Se tiene en cuenta su excentricidad con la formulación *offset* y los cercos de armado se modelizan de forma independiente uniéndolos los extremos de las láminas.

El modelo consta aproximadamente de 8 600 elementos lámina y de 14 600 elementos viga. Este modelo emplea un tiempo de cálculo de 29 minutos y 24 segundos con cuatro procesadores paralelos *i7-2600 @ 3.40GHz* para una simulación de 4,5 segundos, y sus resultados ocupan 3 GB de espacio de memoria.

Los resultados de la simulación con este modelo se muestran en el siguiente apartado, donde se comparan con los resultados del ensayo y de los modelos de EF de continuo.

4.1.4. Comparación de resultados

En este apartado se comparan los resultados del ensayo con los obtenidos de las simulaciones con el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales.

El cuadro 4.1 muestra la comparación entre ambos modelos en cuanto al número de elementos empleados y el tiempo de cálculo requerido en el caso de cuatro procesadores paralelos *i7-2600 @ 3.40GHz*. El tiempo de cálculo necesario para el modelo de EF estructurales es 200 veces menor que en el caso del modelo de EF de continuo. La memoria requerida para la ejecución también es significativamente menor.

Número de elementos	
EF de continuo	540 000 elementos de continuo y 67 000 vigas
EF estructurales	8 600 elementos lámina y 14 600 vigas
Tiempo de cálculo	
EF de continuo	98 horas y 23 minutos
EF estructurales	29 minutos y 24 segundos

Cuadro 4.1: Comparación de número de elementos y tiempo de cálculo entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales del módulo.

En las figuras 4.14 a 4.17 se muestra la evolución temporal del colapso del módulo. Se comparan las deformaciones y las formas de rotura del ensayo con el modelo de EF de continuo y con el modelo de EF estructurales. Se comprueba que el comportamiento global de la estructura es coincidente en los tres casos.

Se comparan los desplazamientos y velocidades que se han medido mediante la varilla marcada del ensayo con los obtenidos de los modelos de elementos finitos. Los puntos A y B son el punto superior y el inferior de la losa, que pasan por los puntos 1 y 2 fijos en la varilla.

Puesto que el desplazamiento relativo entre los puntos A y B es despreciable con respecto al desplazamiento total se puede comparar los cuatro resultados medidos en una única gráfica.

Las variaciones en el modelo de EF de continuo entre los desplazamientos de los puntos A y B son despreciables por lo que muestra una única curva. En el caso del modelo de EF estructurales, al estar la losa formada por láminas, no hay un nodos que marquen el espesor de la losa, por lo que se utiliza el nodo de la losa que se encuentra en la mitad de lo que serían A y B. La figura 4.18 compara los desplazamientos, viendo que existe una buena correlación. La figura 4.19 compara los resultados de velocidad obtenidos del mismo modo.

Figura 4.14: Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 0,6 segundos después de la pérdida de la columna.

4.1. Colapso de un módulo

Figura 4.15: Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 1,1 segundos después de la pérdida de la columna.

Figura 4.16: Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 2,6 segundos después de la pérdida de la columna.

4.1. Colapso de un módulo

Figura 4.17: Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 3,6 segundos después de la pérdida de la columna.

Figura 4.18: Comparativa de historia de desplazamiento entre el modelos de EF de continuo, el modelo de EF estructurales y los datos del ensayo

Figura 4.19: Comparativa de historia de velocidad entre el modelos de EF de continuo, el modelo de EF estructurales y los datos del ensayo

4.2. Explosión y colapso progresivo de un edificio completo

En el apartado anterior se ha demostrado la viabilidad del estudio del colapso progresivo con los modelos de elementos finitos presentados en este trabajo, tanto con modelos de EF de continuo como con EF estructurales. Uniendo estos resultados a la capacidad de simular correctamente la respuesta frente a explosión presentada en el capítulo 3 se obtienen todos los componentes necesarios para estudiar la explosión y colapso de edificios completos.

La utilización de los modelos de EF de continuo para calcular edificios completos es inviable, ya que el enorme número de elementos necesarios hace que el coste computacional sea inabarcable con los recursos computacionales disponibles hoy en día. Sin embargo sí es que es posible utilizar los modelos de EF estructurales que, como se ha demostrado, tienen una respuesta global suficientemente precisa.

Se realiza el modelo de EF estructurales de un edificio utilizando como base el pórtico presentado en la sección 3.3.3.3, donde se detallan las características de los materiales y la distribución de la armadura con su correspondiente excentricidad. El edificio consta de cinco plantas y cuatro por cuatro pórticos en cada planta. El área de cada planta es de 32×32 m y la altura de cada planta de 3,15 m.

Se emplean en el modelo aproximadamente 42 600 elementos lámina y 47 700 elementos viga.

Se incluyen las fuerzas gravitatorias mediante la formulación *Load Body Z* y no se consideran sobrecargas, únicamente el peso propio. El suelo se simula mediante un único elemento lámina rígido fijo en el espacio. El contacto se realiza a través de la formulación *Contact Automatic General*, que considera contactos entre todos los elementos del modelo, incluyendo las armaduras, esto es, láminas de hormigón, vigas de acero y suelo rígido.

Se ha realizado una relajación dinámica para calcular el estado inicial de tensiones debidas al peso propio de la estructura. La figura 4.20a muestra la malla del modelo y la figura 4.20b el estado inicial de tensiones, usando la tensión de Von Mises.

Es posible utilizar el modelo presentado para estudiar diversos escenarios de explosión con colapso progresivo. Se presentan dos casos, el primero con una carga de explosivo y el segundo con dos cargas simultáneas en dos partes diferentes del edificio. En los siguientes dos apartados se presentan estos casos.

(a) Malla del modelo de EF estructurales. En rojo las láminas de hormigón, representando la zona con nervios de la losa. En azul las láminas que representan los ábacos. En marrón, en la zona central de los ábacos la zona con armado de punzonamiento. En amarillo las vigas de armado segregadas y por último en verde las láminas que forman las columnas.

(b) Mapa de tensiones de Von Mises iniciales tras la relajación dinámica.

Figura 4.20: Malla del modelo de edificio y estado tensional inicial.

4.2.1. Explosión de 800 kg de TNT en un punto

La explosión se produce en la primera planta del edificio con una carga de 800 kg de TNT, situada en el primer pórtico que hace esquina en el edificio, a una distancia de dos metros en cada dirección horizontal de la columna interior y a un metro sobre el suelo de la primera planta.

Figura 4.21: Croquis de situación de la carga explosiva en la primera planta del edificio.

La explosión se produce el en instante cero, tras la relajación dinámica.

Las figuras 4.22 a 4.30 muestra la evolución temporal del edificio, en el que se produce el colapso de cuatro pórticos en la esquina del edificio en las cinco plantas, por arrastre y contacto de las plantas superiores al caer sobre las inferiores.

En la figura 4.22 se muestran los daños y deformaciones a los 0,1 s de la explosión. La columna más cercana es completamente destruida y las losas sufren graves daños, produciéndose aperturas en las mismas y rompiendo sus armaduras. La figura 4.23 muestra como han aumentado las deformaciones a los 0,2 s de la explosión. Las losas continúan su desplazamiento y las columnas adyacentes comienzan a ser arrastradas hacia el interior. A los

0,5 s (figura 4.24) las losas se acercan a su máximo desplazamiento y erosión por los efectos de la explosión. Las columnas adyacentes se han desplazado siguiendo la deformación de las losas.

Al segundo de la explosión (figura 4.25) los efectos de la explosión han cesado y se produce la redistribución de las cargas con la que comienza el proceso de colapso. Al segundo y medio (figura 4.26) una zona que abarca cuatro losas de $16 \times 16 \text{ m}^2$ de las plantas superiores inicia su descenso debido a la falta de sustentación en las plantas inferiores dañadas. En dos segundos las losas de los pisos superiores rompen entre la zona de los nervios y la zona de los ábacos y aumentan su descenso (figura 4.27). En medio segundo más (figura 4.28) las losas superiores se han desprendido casi completamente del resto de la estructura y comienzan a caer libremente.

A los tres segundos y medio del inicio de la explosión las losas superiores caen sobre los restos de la inferiores, haciendo contacto y arrastrándolas en su caída, como se muestra en la figura 4.29. Las columnas inferiores que mantenían su integridad rompen por el efecto del colapso.

El estado final se recoge en la figura 4.30 donde se llega al equilibrio con los restos de las losas y columnas sobre el suelo y parcialmente sobre la estructura.

El tiempo de cálculo es de 15 horas y 37 minutos con procesamiento paralelo de cuatro núcleos *i7-2600 @ 3.40GHz* para un tiempo de simulación de 4,5 s.

Figura 4.22: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,1 segundos. Destrucción total de la columna cercana y graves daños en las losas superior e inferior.

Figura 4.23: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,2 segundos. Aumenta el daño en las losas. Las columnas adyacentes comienzan a ser arrastradas hacia el interior.

Figura 4.24: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,5 segundos. Las losas se acercan al máximo desplazamiento y erosión por los efectos de la explosión. Las columnas adyacentes se han desplazado siguiendo la deformación de las losas.

Figura 4.25: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,0 segundos. Los efectos de la explosión han cesado y se produce la redistribución de cargas con la que comienza el proceso de colapso.

Figura 4.26: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,5 segundos. Las plantas superiores inician su descenso debido a la falta de sustentación en las plantas inferiores

Figura 4.27: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,0 segundos. Las losas de los pisos superiores rompen entre la zona de los nervios y la zona de los ábacos y aumentan su descenso.

Figura 4.28: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,5 segundos. Las losas superiores se han desprendido casi completamente del resto de la estructura y comienzan a descender.

Figura 4.29: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 3,5 segundos. Las losas superiores caen sobre los restos de la inferiores, haciendo contacto y arrastrándolas en su descenso.

Figura 4.30: Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 4,5 segundos. Estado final de equilibrio con los restos de las losas y columnas sobre el suelo y parcialmente sobre la estructura.

4.2.2. Explosiones de 800 kg de TNT en dos puntos

Las explosiones se producen ambas en la primera planta del edificio con cargas de 800 kg de TNT. La primera se sitúa en el primer pórtico que hace esquina en el edificio, a una distancia de dos metros en cada dirección horizontal de la columna interior y a un metro sobre el suelo del suelo de la primera planta. La segunda se sitúa en la parte lateral del edificio, según el croquis de la figura 4.31.

Figura 4.31: Croquis de situación de las cargas explosivas en la primera planta del edificio.

La explosión se produce igual que en el caso anterior el en instante cero, tras la relajación dinámica.

Las figuras 4.32 a 4.40 muestra la evolución temporal del edificio, en el que se aprecia al segundo y medio de la explosión que los columnas inferiores están fallando al no poder soportar la carga de las plantas superiores, lo que lleva al colapso del edificio completo.

La figura 4.32 se muestran los daños y deformaciones a los 0,1s de la explosión. Las columnas más cercanas a cada explosión son completamente destruidas y las losas superiores e inferiores sufren graves daños, produciéndose aperturas en las mismas y rompiendo sus armaduras. En la figura 4.33

se muestra como continúa el proceso de deformación y erosión. A los 0,2s de la explosión las losas continúan su movimiento y las columnas adyacentes comienzan a ser desplazadas hacia el interior por efecto del arrastre de las losas. A los 0,5s (figura 4.34) las losas se acercan a su máximo desplazamiento y erosión por los efectos de las explosiones. Las columnas adyacentes se han seguido la deformación de las losas, en mayor medida aquellas que son perimetrales, al no contar con la continuidad de otras losas que limiten el desplazamiento.

Cuando ha transcurrido un segundo de la explosión (figura 4.35) los efectos de la explosión han cesado y se produce la redistribución de las cargas con la que comienza el proceso de colapso. Al segundo y medio, una vez producida la redistribución de cargas, ocurre el fallo de varias columnas en el centro del edificio, al no poder soportar las cargas del peso propio de sus zonas más el peso parcial añadido de las zonas que ya no están sustentadas por sus propias columnas (figura 4.36). Los pisos superiores comienzan a descender como una unidad.

En dos segundos (figura 4.37) la mayor parte de las columnas de la estructura han fallado y la primera planta contacta contra el suelo. Se producen roturas en las losas de diversas plantas por los desplazamientos diferenciales entre distintas zonas del edificio. A los dos segundos y medio la totalidad de las columnas de la planta baja han fallado y varias plantas del edificio han contactado con el suelo. Se produce la erosión de la mayoría de los elementos que impactan contra la superficie rígida del suelo (figura 4.38).

A los tres segundos y medio del inicio de la explosión la práctica totalidad del edificio ha sido destruido, al caer unas plantas sobre otras e impactar contra el suelo (figura 4.39). El estado final se recoge en la figura 4.40, a los cuatro segundos de la explosión donde se ven los restos de la estructura sobre el suelo tras el colapso total de la misma.

El tiempo de cálculo es de 11 horas y 41 minutos con procesamiento paralelo de cuatro núcleos *i7-2600 @ 3.40GHz* para un tiempo de simulación de 4,5 segundos. El tiempo de cálculo es inferior al caso anterior debido a la erosión de elementos en fases más tempranas, que se eliminan de la simulación con el consiguiente ahorro computacional.

Figura 4.32: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,1 segundos. Las columnas más cercanas a las explosiones son completamente destruidas y las losas superiores e inferiores a cada explosión sufren graves daños, produciéndose aperturas en las mismas y rompiendo sus armaduras.

Figura 4.33: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,2 segundos. Las losas continúan su movimiento y las columnas adyacentes comienzan a ser desplazadas hacia el interior por efecto del arrastre de las losas.

Figura 4.34: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,5 segundos. Las losas se acercan a su máximo desplazamiento y erosión por los efectos de las explosiones. Las columnas adyacentes se han desplazado debido al arrastre de las losas.

Figura 4.35: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,0 segundos. Los efectos de la explosión han cesado y se produce la redistribución del peso propio.

Figura 4.36: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,5 segundos. Se produce el fallo de varias columnas en el centro del edificio. Los pisos superiores comienzan a descender como una unidad.

Figura 4.37: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,0 segundos. La mayor parte de las columnas de la estructura han fallado y la primera planta contacta contra el suelo. Se producen roturas en las losas de diversas plantas.

Figura 4.38: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,5 segundos. La totalidad de las columnas de la planta baja han fallado y varias plantas del edificio han contactado con el suelo. Se produce la erosión de la mayoría de los elementos que impactan contra la superficie rígida del suelo.

Figura 4.39: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 3,5 segundos. La práctica totalidad del edificio ha sido destruido, al caer unas plantas sobre otras e impactar contra el suelo.

Figura 4.40: Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 4,0 segundos. La estructura ha colapsado por completo y se ha producido su total destrucción.

Conclusiones y líneas futuras de investigación

5.1. Resumen del trabajo realizado

En este trabajo de investigación se exploran distintas opciones prácticas para el modelado y cálculo numérico por ordenador de estructuras de hormigón armado sometidas a explosiones. Se emplean modelos numéricos de elementos finitos con integración directa en el tiempo mediante esquemas explícitos de diferencias centrales. Estos modelos demuestran la capacidad efectiva de representar los fenómenos físicos y estructurales de dinámica rápida y altamente no lineales que suceden.

El trabajo se ha llevado a cabo empleando un programa comercial existente, LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)), desarrollando en el mismo distintos tipos de modelos de cálculo a través de la combinación y superposición de elementos, materiales, opciones de cálculo y fases de simulación. Estos modelos se han comparado con resultados experimentales verificándose una coincidencia aceptable y permitiendo una calibración de los parámetros de cálculo. Las aplicaciones desarrolladas y discutidas se realizan a varios niveles distintos: 1) a nivel del comportamiento de los materiales, 2) a nivel de la respuesta de elementos estructurales tales como columnas, vigas o losas, y 3) a nivel de la respuesta de edificios completos o de partes significativas de los mismos.

Los modelos desarrollados se pueden clasificar en dos tipos principales: 1) modelos basados en elementos finitos de continuo, en los que se discretiza directamente el medio continuo mediante grados de libertad nodales de desplazamientos; 2) modelos basados en elementos finitos estructurales, mediante vigas y láminas, que incluyen hipótesis cinemáticas para elementos lineales o superficiales y que permiten una reducción importante de los gra-

dos de libertad y consiguientemente del coste computacional.

Para los modelos desarrollados con elementos finitos de continuo se destacan los siguientes aspectos.

- Se han realizado simulaciones, considerando el hormigón y el acero de forma segregada, de elementos constructivos sometidos a acciones explosivas. Se ha utilizado un modelo constitutivo del hormigón *CSCM* (Murray et al., 2007) para simular el hormigón en masa en elementos de continuo, que tiene un comportamiento inelástico con diferente respuesta a tracción y compresión, tres superficies de fallo, endurecimiento y ablandamiento por daño dúctil en compresión, comportamiento cuasifrágil con daño y rotura en tracción y una formulación de erosión. Para el acero se ha usado un modelo constitutivo elastoplástico bilineal, con rotura por deformación y erosión, en elementos finitos tipo viga. La malla del modelo se construye mediante la superposición de los elementos de continuo de hormigón y los elementos tipo viga de las armaduras segregadas, que son obligadas a seguir la deformación del sólido en cada punto mediante un algoritmo de penalización.
- Estos modelos de EF de continuo han sido validados con ensayos a escala real sobre vigas y losas con distintas cargas de explosivo, en los que se reproduce con gran precisión las deformaciones, plastificaciones y roturas producidas en el hormigón armado.
- Sin embargo no pueden ser utilizados en edificios completos, ya que el elevado número de elementos que serían necesarios eleva su coste computacional hasta hacerlos inviables.

Para los modelos desarrollados con elementos finitos estructurales (vigas y láminas) se destacan los siguientes aspectos.

- Se han realizado simulaciones, considerando igualmente el hormigón y el acero de forma segregada, de elementos constructivos sometidos a acciones explosivas. Se ha utilizado el modelo constitutivo del hormigón *EC2* (Hallquist et al., 2013) en elementos lámina para simular el hormigón en masa, que presenta diferente comportamiento a tracción y compresión, ablandamiento en compresión y daño debido a fisuración en tracción. Se le ha incluido la capacidad de erosión con una formulación que controla los límites de deformación. Para el acero se ha utilizado igualmente un modelo constitutivo elastoplástico bilineal, con rotura por deformación y erosión, en elementos finitos tipo viga. La unión de ambos se ha realizado mediante la coincidencia de nodos comunes a las

mallas de hormigón y acero. La posición relativa del armado respecto al hormigón se ha considerado mediante una formulación que tiene en cuenta su excentricidad.

- Estos modelos de EF estructurales se han calibrado frente a los modelos de EF de continuo de forma que se obtienen respuestas estructurales semejantes.
- El coste computacional de los modelos de EF estructurales es reducido comparado con los modelos de EF de continuo.

Se han validado ambos tipos de modelos para su uso en el caso de colapso progresivo de una estructura por la pérdida de un elemento sustentante.

- Se han realizado modelos de EF de continuo y de EF estructurales incluyendo las fuerzas debidas al peso propio, sobrecargas y los contactos de unas partes de la estructura sobre otras.
- Se han validado ambos tipos de modelos con un ensayo a escala real.

Se han utilizado los modelos de EF estructurales para analizar explosiones sobre edificios de varias plantas.

- Se ha comprobado la viabilidad de estos modelos para el cálculo conjunto de los efectos de la acción explosiva y los efectos debidos a la gravedad.
- Se ha mostrado la posibilidad de la simulación de distintos escenarios con cargas explosivas para edificios completos.

Se ha analizado la viabilidad de emplear métodos computacionales de dinámica de fluidos en simulaciones con interacción fluido-estructura (FSI) para el cálculo de las presiones ejercidas por la acción explosiva que contemplen las interacciones de la onda de presión después de contactar con algún elemento estructural.

5.2. Conclusiones y aportaciones

Conclusiones

Las principales conclusiones de esta tesis doctoral se resumen en los siguientes puntos:

1. Es posible simular con gran precisión los efectos de explosiones sobre elementos constructivos de hormigón armado mediante modelos detallados de elementos finitos de continuo 3D, con hormigón y armadura segregada. Son capaces de simular adecuadamente los fenómenos de rotura local en el hormigón armado. La aplicación de estos modelos para la simulación de explosiones sobre edificios de varias plantas es inviable en la actualidad debido su elevado coste computacional.
2. Los modelos constitutivos del hormigón *CSCM* y *EC2* son adecuados para la simulación de hormigón en aplicaciones de explosión sobre elementos constructivos, el primero en elementos finitos de continuo y el segundo en elementos finitos estructurales (vigas y láminas).
3. La formulación de penalización utilizada para considerar la superposición de la malla de elementos finitos tipo viga de acero embebida en la de elementos finitos de continuo de hormigón, es adecuada para tratar conjuntamente los dos materiales de forma segregada, y simular el comportamiento del hormigón armado sometido a acciones explosivas.
4. La formulación analítica empleada en este trabajo para transmitir las presiones producidas por una explosión a la malla de elementos finitos que represente la estructura es adecuada para simular los efectos de la acción explosiva.
5. Modelos de elementos finitos estructurales, debidamente calibrados frente a modelos de elementos finitos de continuo, son capaces de proporcionar una respuesta global suficientemente aproximada de los efectos de explosiones sobre estructuras de hormigón armado, con un coste computacional reducido.
6. Para poder considerar las interacciones de una onda de presión, producida por una explosión, después de contactar con parte de la estructura es necesario utilizar métodos de dinámica de fluidos computacional que simulen la interacción fluido-estructura (FSI). Estos métodos son muy sensibles a la variación del tamaño de malla, lo que dificulta la convergencia de resultados, y su coste computacional es excesivo para su utilización en explosiones en edificios completos.
7. Mediante modelos de elementos finitos estructurales es posible evaluar los daños producidos por cargas explosivas y analizar posibles mejoras de diseño en edificios reticulados de hormigón armado.

8. Los modelos de elementos finitos estructurales se pueden utilizar para estimar los efectos del colapso progresivo en edificios cuando alguno de sus elementos constructivos es dañado por el efectos de una explosión y pierde su capacidad resistente.

Aportaciones

Las principales aportaciones realizadas en el marco de esta tesis doctoral son:

1. Se han desarrollado modelos detallados de elementos finitos de continuo, con hormigón y armadura segregada, que reproducen con gran precisión los efectos de explosiones sobre losas y vigas de hormigón armado. Estos modelos han sido validados con ensayos experimentales.
2. Se presenta una metodología novedosa de modelización con elementos finitos estructurales (vigas y láminas) para explosiones sobre elementos constructivos de hormigón armado, en la que se representa el hormigón y el acero de armado de forma segregada, teniendo en cuenta la posición relativa de las armaduras dentro del hormigón. Los modelos generados han sido calibrados frente a modelos de elementos finitos de continuo y se ha comprobado que proporcionan una respuesta global suficientemente aproximada a la realidad con un coste computacional reducido.
3. Se ha validado el uso de los modelos de elementos finitos que se han utilizado para el análisis de los efectos de explosiones, tanto de continuo como estructurales, para el análisis del colapso de una estructura. Se han comparado los resultados con un ensayo experimental a escala real obteniéndose una precisión suficiente.
4. Se ha aplicado la metodología propuesta de modelos de elementos finitos estructurales en el análisis de los efectos de explosiones sobre edificios reticulados de hormigón armado y su eventual colapso progresivo, con un coste computacional moderado, que permite que esta propuesta sea una herramienta de simulación práctica.

5.3. Líneas de investigación propuestas

Se proponen las siguientes líneas de investigación futuras:

1. Analizar la influencia de los parámetros de la modelización en la precisión de modelos acoplados lagrangianos-eulerianos, con interacción fluido-estructura (FSI), para el análisis de explosiones sobre elementos constructivos como losas y columnas. Estudiar la evolución de la onda de presión al interaccionar con estos elementos.
2. Estudiar la adherencia entre hormigón y las barras corrugadas de acero y el posible despegue entre los materiales en el caso de hormigón armado sometido a explosión. Valorar la importancia de este fenómeno e incluir esta posibilidad en los modelos si es pertinente.
3. Crear un nuevo modelo de elemento viga que tenga un área asociada capaz de recoger la presión de la onda de presión. Esto permitiría una simplificación en la modelización de columnas.
4. Investigar mejoras de diseño en estructuras reticuladas de hormigón armado para una resistencia mejorada a acciones explosivas y mayor robustez frente al colapso.

Conclusions and future work

5.1. Synthesis

In this research are explored different practical options for modeling and numerically calculating reinforced concrete structures subjected to explosions. Numerical modelling of finite elements with direct integration in terms of time through explicit schemes of central differences have been used. These models show the effective power to represent physical phenomena and also highly non-linear fast dynamic structural phenomena that takes place.

The work has been done using a commercial software, LS-DYNA ([Hallquist, 2006](#)), developing, in it different models of calculus through the combination and addition of: elements, materials, calculus options and simulation phases. These models have been compared with experimental results verifying that there exists an acceptable coincidence and allowing the parameters of calculation being calibrated. The developed and discussed applications have been done for several different levels: 1) to the level of material behaviour, 2) to the level of response of the structural elements such as: pillars, beams and slabs, and 3) to the level of response of complete buildings or significant parts of them.

The developed models can be classified in two main types: 1) Models based on continuum finite elements, in which directly the continuum is discretized through nodal displacements grades of freedom; 2) Models based on structural finite elements, using beams and shells, that include kinematic hypothesis for linear or surface elements and that allow an important reduction of the grades of freedom and consequently the computational cost. For the continuum finite element models, the following aspects can be highlighted.

- Simulations of constructive elements subjected to explosive loadings

have been developed considering the concrete and the steel separately. A *CSCM* constitutive model ([Murray et al., 2007](#)) for the concrete has been used in order to model the mass concrete in the continuous elements, having a inelastic behaviour with different response to compressions and tension, three failure surfaces, hardening and softening by ductile damage in compression, damage due to smeared cracking with damage and failure in tension and an erosion formulation. A bilinear elasto-plastic model has been used for the steel, with failure associated to yield deformation and erosion, in beam-type finite elements. The mesh of the model has been built up by the addition of the concrete continuum elements and the reinforced segregated beam elements, that are forced to follow the deformation of the solid in each point by a penalty algorithm.

- These continuum FE models have been confirmed by real scale tests on beams and slabs with different explosive loads, in which: the deformations are reproduced with high precision, yielding and failures generated in the reinforced concrete.
- However, they can not be used for entire buildings due to the high number of elements that will be required increasing the computational cost to unacceptable levels, avoiding their use.

For the estructural finite element models, the following aspects can be highlighted.

- Simulations of construction elements subjected to explosive loadings have been developed considering the concrete and the steel in a segregated way. The constitutive model EC2 ([Hallquist et al., 2013](#)) has been used for the shell elements to simulate the mass concrete, that has a different behaviour under compression and tensile stresses, softening under compression and damage due to tensile cracking. The erosion ability has been given by using a formulation that controls the deformation limits. A bilinear elasto-plastic constitutive model has been also used for the steel, with failure by deformation and erosion, in beam-type finite elements. The joining of both haa been done by common mesh nodal coincidence between the concrete ones and the steel ones. The relative position of the reinforcement according to the concrete has been considered by using a formulation that takes into account its eccentricity.

- These FE structural models have been calibrated according to the FE continuum models in such a way that similar structural responses are obtained.
- The computational costs of the FE structural models are reduced compared to the ones of the FE continuum models.

Both kind of models have been validated for their use in the case of the progressive collapse of a structure due to the loss of a bearing element.

- Continuum FE models and structural FE models have been developed including the self-weight forces, surcharges and the contacts between one part of the structure over the others.
- Both type of models have been validated by real scale tests.

The structural FE models have been used to analyze the explosions in building of several floors.

- The viability of these models for their use in the join calculi of the effects of the explosive action and the effects due to the gravity have been checked.
- The possibility for simulating different scenarios for whole buildings under explosive loads has been shown.

The viability to employ fluid dynamic computational methods in simulations with fluid-structure interactions (FSI) has been analyzed for the calculus of the pressures exerted by the explosive action that considers the pressure wave interaction after its contact with any structural element.

5.2. Conclusions and Contributions

Conclusions

The main conclusions of this doctoral thesis can be synthesized on the following aspects:

- It is possible to simulate with a high precision the effects of explosions over reinforced concrete elements by detailed 3D continuous finite element models, being segregated both concrete and reinforcement. They are capable to simulate the local failure of the reinforced concrete. The application of these models for the explosive simulation on several story buildings is unable nowadays due to the high computational costs.

- The CSCM and EC2 concrete constitutive models are adequate for concrete simulations of explosions on constructive elements, the first one in continuum finite elements and the second one in structural finite elements (beams and shells).
- The penalty formulation used to consider the finite element mesh superposition for the steel beam embedded in the concrete continuous finite elements, is adequate for working together both segregated materials and simulating the reinforced concrete behaviour subjected to explosive actions.
- The analytic formulation used in this work to transfer the pressures generated by the explosion to the finite element mesh that represents the structure is adequate to simulate the effects of the explosive action.
- Structural finite elements, correctly calibrated, according to continuum finite element models, are capable to give an approximately good enough global response for the effects of the explosion on the reinforced concrete structures with a reduced computational cost.
- In order to consider the interaction of a pressure wave, generated by an explosion, after contacting part of a structure is necessary to use dynamic computational fluid methods that simulate the fluid-structure interaction (FSI). These methods are very sensitive to a variation of the mesh size, hindering the convergence of results, and its computational cost is excessive for its use in entire building explosions.
- By using structural finite element models it is possible to evaluate the damages generated by explosive loads and also to analyze the possible improvements in frame-type reinforced concrete building design.
- Structural finite element models can be used to estimate the building progressive collapse effects when any of their constructive elements is damaged by the action of an explosion and producing the loss of resistance.

Contributions

The main contributions in this doctoral thesis frame are:

- Detailed continuous finite elements models with concrete and segregated reinforcement have been developed, reproducing with accuracy the effects of explosions on slabs and concrete beams.

- An innovative modeling method for explosions on reinforced concrete structural elements with structural finite elements (beams and shells) has been presented, in which concrete and reinforcement are represented in a segregated manner, taking into account the relative position of the rebar in the concrete. The models built have been calibrated in accordance with continuous finite element models and have shown to provide a global response close enough to the actual behaviour with a reduced computational cost.
- The use of the finite elements models employed for the analysis of the effects of explosions has been validated, the continuous ones as well as structural ones, for the analysis of a structure collapse. The results have been compared to a full size experimental test, with a valid accuracy.
- The methodology proposed of structural finite elements has been applied to the analysis of explosions effects on frame-type reinforced concrete buildings and their possible progressive collapse, with a moderate calculation cost, making this proposal a practical simulation tool.

5.3. Future work

The following future lines of research are proposed:

- Analysing the influence of the modeling parameters in the accuracy of coupled Lagrangian-Eulerian models, with fluid-structure interaction (FSI), for the analysis of explosions on structural elements as slabs and columns. Studying the evolution of the pressure wave while interacting with these elements.
- Studying the adherence between concrete and corrugated steel rebar and the eventual debonding of the materials in case of reinforced concrete subjected to explosion. Assessing the importance of this phenomenon and include this possibility in the models if needed.
- Creating a new model of beam-type element with an associated area able to withstand the pressure wave pressure. This would allow a simplification of pile modeling.
- Researching new design improvements in reticulated reinforced concrete structure for an improved resistance to explosive actions and a higher sturdiness versus collapse.

Apéndice A

Apéndice de código de LS-DYNA

A.1. Keywords de materiales

Listado 1: Material CSCM Concrete para hormigón 30MPa

```
*MAT_CSCM_CONCRETE
$ Concrete f'c = 30 MPa Maximum Aggregate Size is 20 mm
$...>....1....>....2....>....3....>....4....>....5....>....6....>....7....>....8
$      mid      ro      nplot      incre      irate      erode      recov      itretrc
$      1 2300.0000      2      0.000      0 1.050000      0.000      0
$      PreD
$      0.000
$      f'c      Dag      UNITS
$      2.5000E+7 0.020000      4
```

Keyword del modelo de material *CSCM Concrete* simulando hormigón de 30 MPa.

Listado 2: Material Concrete EC2 para hormigón 30MPa

```
*MAT_CONCRETE_EC2_TITLE
HormigonLosaReforzada
$#      mid      ro      fc      ft      typec      unitc      ecuten      fcc6
$#      3 2300.0000 2.5000E+7 2.5000E+6 1.000000 1.000000 0.002500 0.000
$#      esoft      lchar      mu      taumxf      taumxc      ecragg      aggsz      unitl
$#      1.200E+09 0.000      0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000
$#      ymreinfr      prrinfr      sureinfr      typer      fracrx      fracry      lcrsu      lcalps
$#      2.1000E+11 0.300000 5.0000E+8 2.000000 0.000000 0.000000 0 0
```

Keyword del modelo de material *Concrete EC2* simulando hormigón de 30 MPa.

Listado 3: Material Add Erosion

```
*MAT_ADD_EROSION_TITLE
Erosion Para Rotura Laminas Hormigon
$#      mid      excl      mxpres      mneps      effeps      voleps      numfip      ncs
$#      3 1234.0000 1234.0000 -0.032000 0.000 0.000 0.000 0.000
$#      mnpres      sigpl      sigvm      mxeps      epssh      sigth      impulse      failtm
$#      1234.0000 1234.0000 1234.0000 0.025000 1234.0000 1234.0000 1234.0000 1234.0000
```

```

$#      idam      dmgtyp      lcsd g      ecrit      dm gexp      dcrit      fadexp      lcregd
      0          0.000          0          0.000      0.000      0.000      0.000
$#      lcfl d      epsthin
      0          0          0.000

```

Keyword del modelo de material *Add Erosion* utilizado para el material *Concrete EC2*.

Listado 4: Material Piecewise Linear Plasticity - Acero B500S

```

*MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY_TITLE
Acero Elasto Plastico Rotura 12 por ciento
$#      mid      ro      e      pr      sigy      etan      fail      tdel
      2 7850.0000 2.100E+11 0.300000 5.0000E+8 4.200E+08 0.11100
$#      c      p      lcss      lcsr      vp
      0.000      0.000      0      0      0.000
$#      eps1      eps2      eps3      eps4      eps5      eps6      eps7      eps8
      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000
$#      es1      es2      es3      es4      es5      es6      es7      es8
      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000

```

Keyword del modelo de material *Piecewise Linear Plasticity* simulando acero B500S.

A.2. Keywords de técnicas de modelización

Listado 5: Constrained Lagrange in Solid

```

*CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID_TITLE
$#      coupid      title
      1 UnionArmaduraHormigon
$#      slave      master      sstyp      mstyp      nquad      ctype      direc      mcoup
      2          1          0          0          0          2          1          0
$#      start      end      pfac      fric      frcmin      norm      normtyp      damp
      0.0001 0.0000E+10 0.100000 0.000 0.500000 0      0      0.000
$#      cq      hmin      hmax      ileak      pleak      lcldpor      nvent      blockage
      0.000      0.000      0.000      0      0.010000 0      0      0
$#      iboxid      ipenchk      intforc      ialesof      lagmul      pfacmm      thkf
      0          0          0          0      0.000      0      0.000

```

Keyword de la formulación de penalización *Constrained Lagrange in Solid* que se usa para unir elementos finitos de continuo de hormigón con elementos finitos estructurales de acero.

Listado 6: Hourglassing

```

*HOURGLASS_TITLE
Control De HourGlass
$#      hgid      ihq      qm      ibq      q1      q2      qb/vdc      qw
      1          5      0.100000      0      1.500000 0.060000 0.100000 0.100000

```

Keyword para el control de *hourglassing*.

A.3. Keywords para interacción fluido-estructura

Listado 7: Load Blast Enhanced - 200 kg de TNT a 2 m del origen

```
*LOAD_BLAST_ENHANCED
$#      bid      m      xbo      ybo      zbo      tbo      unit      blast
$#      1 200.00000      2.000      0.000      0.000      0.000      0.020      2
$#      cfm      cfl      cft      cfp      nidbo      death      negphs
$#      0.000      0.000      0.000      0.000      01.0000E+20      0
```

Keyword para el comando *Load Blast Enhanced* en el caso de una carga de 200 kg de TNT a una distancia de 2 m del origen en dirección x y que inicia la detonación en 0,02 s desde el inicio de la simulación.

Listado 8: Relajación dinámica

```
*CONTROL_DYNAMIC_RELAXATION
$#      nrcyck      drtol      drfctr      drterm      tssfdr      irelal      edttl      idrflg
$#      250      0.001000      0.900000      0.50000      0.000      0      0.040000      -1
```

Keyword para la relajación dinámica, que se mantiene hasta a los 0,5 s del inicio de la simulación.

A.3. Keywords para interacción fluido-estructura

Listado 9: Material

```
*MAT_NULL_TITLE
Material_AIRE
$#      mid      ro      pc      mu      terod      cerod      ym      pr
$#      5      1.225000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000      0.000
```

Keyword para el modelo de material que representa el aire.

Listado 10: Ecuación de estado para el aire

```
*EOS_LINEAR_POLYNOMIAL_TITLE
EOS-AIRE
$#      eosid      c0      c1      c2      c3      c4      c5      c6
$#      5      0.000      0.000      0.000      0.000      0.400000      0.400000      0.000
$#      e0      v0
$#      0.257500      1.000000
```

Keyword de con la formulación de la ecuación de estado del aire.

Listado 11: Constrained Lagrange in Solid

```
*CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID_TITLE
$#      coupid      title
$#      1COUPLING_PLACAS_AIRE
$#      slave      master      sstyp      mstyp      nquad      ctype      direc      mcoup
$#      5      4      0      0      2      5      2      0
$#      start      end      pfac      fric      frmin      norm      normtyp      damp
$#      0.0001.0000E+10      0.100000      0.000      0.300000      0      0      0.000
$#      cq      hmin      hmax      ileak      pleak      lcldpor      nvent      blockage
$#      0.000      0.000      0.000      2      0.010000      0      0      0
$#      iboxid      ipenchk      intforc      ialesof      lagmul      pfacmm      thkf
$#      0      0      0      0      0.000      0      0.000
```

Keyword para el acoplamiento lagrangiano-euleriano entre la malla euleriana de aire de aire y la malla lagrangiana de la estructura.

Listado 12: Control ALE

```
*CONTROL_ALE
$#      dct      nadv      meth      afac      bfac      cfac      dfac      efac
      1         0         2      0.000    0.000    0.000    0.000    0.000
$#    start      end      aafac      vfact      prit      ebc      pref      nsidebc
      0.0001.0000E+20  1.000000  1.0000E-6      0         0  1.0000E+5      0
$#      ncpl      nbkt      imascl      checkr
      1         50         0      0.000
```

Keyword para el comando de acoplamiento ALE.

Índice de figuras

1.1. Ejemplos de ataques terroristas sobre edificios de hormigón armado. A la izquierda el ataque de Oklahoma City sobre el edificio Federal Alfred P. Murrah. A la derecha la Asociación Mutual Israelita Argentina. Créditos de fotografías: Wikipedia.	2
1.2. Ejemplos de ataques terroristas sobre edificios de hormigón armado en España. A la izquierda el aparcamiento de la terminal T4 del aeropuerto de Barajas en Madrid. A la derecha el atentado contra un edificio de la Guardia Civil en Legutiano (Burgos) en 2009. Créditos de fotografías Corres Peiretti y Romero Rey (2008) y diario Público.	3
1.3. Ejemplos de explosiones de gas en edificios. A la izquierda el edificio Ronan Point en 1968. A la derecha la explosión de gas en Astrakhan (Rusia) el 27 de febrero de 2012. Colapso progresivo posterior a la explosión. Créditos de imágenes: Krauthammer (2008) y NBCNews.	3
2.1. Diagrama tensión-deformación de un acero de armar. Figura obtenida del Eurocódigo 2 (Eurocódigo 2, 2004).	11
2.2. Diagrama de cálculo tensión-deformación de acero para barras corrugadas. Figura obtenida del Eurocódigo 2, 2004.	12
2.3. Diagrama tensión-deformación del hormigón en masa. Figura obtenida del Eurocódigo 2, 2004.	13
2.4. Factores de incremento dinámico en compresión y tracción del hormigón. Figuras obtenidas de Malvar y Crawford (1998c).	15
2.5. Perfil espacial de una onda elasto-plástica. Figura obtenida de Wilkins (1999).	17
2.6. Curva de Hugoniot. Figura obtenida de Wilkins (1999).	18

2.7. Curva de Friedlander. Historia de presión de una explosión aérea en un punto fijo.	19
2.8. Gráfica de variación de la presión con la distancia de una explosión aérea.	20
2.9. Valores estimados experimentalmente en función de la distancia escalada (DoD, 2008).	22
2.10. Coeficiente de relación entre presión incidente y presión reflejada en función del ángulo de incidencia y de la intensidad de la presión incidente. Figura obtenida de Krauthammer (2008), fuente original (TM 5-855-1, 1978).	23
2.11. Comportamiento del material CSCM: Diagrama tensión-deformación para hormigón de 30 MPa en tracción uniaxial no confinada, superficies de fallo 3D y cortes de la superficie en el plano desviador. Superficies de fallo tomadas de Murray (2007).	30
2.12. Diagrama tensión-deformación del material <i>Concrete EC2</i> . Figura obtenida de Hallquist et al. (2013).	34
2.13. Forma de una malla de elementos finitos con <i>hourglassing</i> en dos dimensiones.	36
2.14. Comparación entre ensayo y modelo. Figuras tomadas de Abu-Odeh (2008).	39
2.15. Simulación de los ensayos de Silva y Lu mediante elementos de continuo 3D. Fotografías superiores tomadas del artículo de Silva y Lu (2009).	40
2.16. Simulación del atentado del edificio de la AMIA. Imagen tomada de Luccioni et al. (2004).	42
3.1. Validación de material <i>CSCM</i> . Diagrama tensión-deformación de hormigón de 30 MPa obtenido mediante la realización de una simulación de desplazamiento impuesto uniaxial no confinado en un único elemento de continuo.	47
3.2. Validación de material <i>EC2</i> . Diagrama tensión-deformación de hormigón de 30 MPa y el mismo hormigón con una cuantía del 1 %. Ambas curvas se obtienen mediante realización de una simulación de desplazamiento impuesto uniaxial no confinado en un único elemento lámina.	48
3.3. Validación de material <i>Piecewise Linear Plasticity</i> . Diagrama tensión-deformación de acero B500S. La curva se obtiene mediante la realización de una simulación de desplazamiento impuesto en un único elemento viga.	49

3.4. Validación de la formulación <i>Constrained Lagrange in Solid</i> . Malla del modelo empleado en elementos de continuo rígidos en verde y elemento de continuo con material <i>CSCM Concrete</i> en rojo. Vigas de acero en el centro de modelo en azul.	52
3.5. Validación de la formulación <i>Constrained Lagrange in Solid</i> . A la izquierda historia de deformación en la viga de acero central. A la derecha diagrama tensión-deformación en el elemento central de hormigón.	52
3.6. Comparación de tamaño de la discretización de las mallas.	57
3.7. Comparación de la variación en las historias de aceleración y velocidad en el centro de una viga sometida a 4 kg de TNT a 1 m cuando se varía el tamaño de los elementos de la malla.	58
3.8. Edificio con forjado reticular. Columnas, ábacos, casetones y nervios.	59
3.9. Malla de la columna. Elementos de continuo 3D de hormigón y elementos viga de acero de armado.	60
3.10. Columna sometida a flexión cuasi-estática mediante desplazamiento transversal impuesto en su centro. Mapa de daño para un desplazamiento de 50 mm. Diagrama fuerza-desplazamiento.	61
3.11. Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 200 Kg TNT a 4 m de distancia.	62
3.12. Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 400 Kg TNT a 4 m de distancia.	63
3.13. Mapa de daño de la columna e historia temporal de desplazamiento en el centro de la misma cuando es sometida a 800 Kg TNT a 4 m de distancia.	63
3.14. Malla de EF de la losa. Elementos de continuo 3D de hormigón y elementos viga de acero de armado.	65
3.15. Simulación de flexión de losa reticulada debido a desplazamiento cuasi-estático impuesto en su centro. Croquis de cargas y restricciones, mapas de daño en la losa para un desplazamiento de 10 mm y diagrama fuerza-desplazamiento.	66
3.16. Malla deformada de losa reticular sometida a 200 kg de TNT, centrados, a dos metros bajo la losa. Vista superior e inferior.	67
3.17. Desplazamiento y velocidad en el centro de la losa cuando es sometida a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.	68
3.18. Malla deformada del pórtico sometido a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.	69

3.19. Velocidad en el centro de la losa y en la parte superior de las columnas cuando la losa es sometida a 200 kg de TNT, centrado, a dos metros bajo la losa.	70
3.20. Croquis de las vigas ensayadas. Dimensiones y armado	72
3.21. Fotografía de la colocación del explosivo sobre la viga	73
3.22. Ensayo y simulación del caso de viga V11. 2 kg de TNT a 1 m de distancia.	75
3.23. Simulación de ensayo de viga V11, 2 kg de TNT a 1 m. Historia de aceleración en el centro de la viga variando la frecuencia de muestreo.	77
3.24. Simulación de ensayo de viga V11, 2 kg de TNT a 1 m. Historia de velocidad y de desplazamiento en el centro de la viga variando la frecuencia de muestreo.	77
3.25. Viga ensayo V11. Historias de aceleraciones y velocidades verticales (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.	78
3.26. Ensayo y simulación del caso de viga V13. 4 kg de TNT a 1 m de distancia.	79
3.27. Viga ensayo V13. Historias de aceleraciones y velocidades verticales (valores positivos hacia abajo). 4 kg de TNT a 1 m.	80
3.28. Ensayo y simulación del caso de viga V21. 15 kg de TNT a 0,5 m de distancia. Apoyos empotrados.	81
3.29. Fallo en los empotramientos en el ensayo V21.	82
3.30. Detalle de apoyo elastoplástico.	83
3.31. Ensayo y simulación del caso de viga V21. 15 kg de TNT a 0,5 m de distancia. Apoyos con giro.	83
3.32. Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contorno de daño acumulado. Ensayo V21.	84
3.33. Ensayo y simulación del caso de viga V22. 15 kg de TNT a 1 m de distancia. Apoyos con giro.	86
3.34. Detalles del ensayo V22.	87
3.35. Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contornos de daño acumulados. Ensayo V22.	87
3.36. Colocación del explosivo sobre la losa.	88
3.37. Croquis losas.	89
3.38. Losa tras ensayo con 2 kg de TNT a 1 metro de distancia.	90
3.39. Contornos de deformación plástica en la simulación de la losa L11. Cara inferior.	91
3.40. Losa ensayo L11. Historia de aceleración vertical (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.	92
3.41. Losa ensayo L11. Historia de velocidad vertical (valores positivos hacia abajo). 2 kg de TNT a 1 m.	92

3.42. Ensayo y simulación losa L21. 15 kg de TNT a 0,5 m.	93
3.43. Detalles de rotura de losa L21 tras ensayo con 15 kg de TNT a 0,5 metros de distancia.	94
3.44. Comparativa de resultados de daño con martillo Schmidt y contorno de daño acumulado. Ensayo L21.	95
3.45. Ensayo y simulación losa L22. 15 kg de TNT a 1 m.	96
3.46. Detalles de rotura de losa L22 tras ensayo con 15 kg de TNT a 1 m de distancia.	97
3.47. Daño estimado según Martillo Schmidt.	98
3.48. Malla del modelo de elementos finitos estructurales de columna y detalle.	101
3.49. Equivalencia entre modelo de sólidos y láminas en cruz.	101
3.50. Detalle de la deformación no solidaria de las láminas en un caso de explosión que incide perpendicular a una de las láminas.	102
3.51. Columna sometida a flexión cuasi-estática. Comparación de fuerza empleada en la imposición del movimiento frente a des- plazamiento transversal entre el modelo de EF estructurales y el modelo de EF de continuo. A la izquierda el modelo de EF estructurales emplea cercos como cuantía. A la derecha el mo- delo de EF estructurales emplea cercos segregados modelados con vigas.	103
3.52. Comparación entre modelo de EF de continuo y dos mode- los de EF estructurales, el primero con cercos segregados y el segundo con cercos homogeneizados. Historias de despla- zamiento y velocidad en el centro de una columna sometida a 800 kg de TNT.	104
3.53. Comparativa de las mallas deformadas entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales de columna cuan- do son sometidos a explosión a 4 metros de distancia. A la izquierda el caso de 400 kg de TNT y a la derecha el caso con 800 kg de TNT	105
3.54. Comparación entre modelo de EF de continuo y modelo de EF estructurales de columna. Historias temporales de despla- zamientos y velocidades en el centro de la columna cuando es sometida a cargas de 200, 400 y 800 kg de TNT a 4 metros de distancia.	107
3.55. Croquis de simulación de flexión en losa reticulada.	108
3.56. Comparación del diagrama fuerza desplazamiento en losa re- ticulada entre EF de continuo y EF estructurales.	109

3.57. Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 100 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión..	110
3.58. Comparativa de historias de desplazamiento y velocidad entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 100 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.	110
3.59. Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión..	111
3.60. Comparativa de historias de desplazamiento y velocidad entre el modelo de EF de continuo y el modelo de EF estructurales en el caso de losa reticulada sometida a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.	111
3.61. Comparativa de deformación y erosión entre el modelo de E .F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa pasados 0,2 segundos después de la explosión. Vistas de ambos modelos en perspectiva y en planta.	113
3.62. Comparativa de historias de velocidades en el centro de la losa y en el extremo superior de las columnas entre el modelo de E .F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.	114
3.63. Comparativa de historias de desplazamientos en el centro de la losa y en el extremo superior de las columnas entre el modelo de E .F. de continuo y el modelo de EF estructurales de pórtico sometido a una carga de 200 kg de TNT situada centrada a dos metros bajo la losa.	114
3.64. Mallas del modelo acoplado lagrangiano-euleriano.	117
3.65. Comparación del daño en la columna sometida a 800 kg de TNT entre modelo lagrangiano y modelo ALE de columna. . .	118
3.66. Historia temporal de desplazamiento en el centro de la columna cuando es sometida a 800 Kg de TNT a 4m de distancia. Comparación entre modelo lagrangiano y ALE.	119
4.1. Fotografía de la estructura ensayada.	122

4.2. Croquis de alzados de la estructura	123
4.3. Armado superior de las losas de la estructura.	124
4.4. Armado inferior de las losas de la estructura.	125
4.5. Croquis de alzado y planta de las sobrecargas aplicadas en la estructura.	126
4.6. Detalle del corte de las armaduras de la columna volada.	126
4.7. Detalle de la disposición del explosivo dentro de la columna volada.	127
4.8. Medida del desplazamiento de la losa.	128
4.9. Estado final de la estructura. Vista frontal.	128
4.10. Estado final de la estructura. Vista lateral.	129
4.11. Fotografías de la secuencia de colapso de la estructura. Estructura deformada a 0,6, 1,1, 2,6 y 3,6 segundos después de la pérdida de la columna.	130
4.12. Mallas del modelo de EF de continuo. Malla completa y armado.	131
4.13. Mallas del modelo de EF estructurales. Malla con los elementos de hormigón y malla con el armado.	134
4.14. Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 0,6 segundos después de la pérdida de la columna.	138
4.15. Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 1,1 segundos después de la pérdida de la columna.	139
4.16. Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 2,6 segundos después de la pérdida de la columna.	140
4.17. Fotografía de la estructura deformada y modelo deformado 3,6 segundos después de la pérdida de la columna.	141
4.18. Comparativa de historia de desplazamiento entre el modelos de EF de continuo, el modelo de EF estructurales y los datos del ensayo	142
4.19. Comparativa de historia de velocidad entre el modelos de EF de continuo, el modelo de EF estructurales y los datos del ensayo	142
4.20. Malla del modelo de edificio y estado tensional inicial.	144
4.21. Croquis de situación de la carga explosiva en la primera planta del edificio.	145
4.22. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,1 segundos. Destrucción total de la columna cercana y graves daños en las losas superior e inferior.	146
4.23. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,2 segundos. Aumenta el daño en las losas. Las columnas adyacentes comienzan a ser arrastradas hacia el interior.	147

4.24. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,5 segundos. Las losas se acercan al máximo desplazamiento y erosión por los efectos de la explosión. Las columnas adyacentes se han desplazado siguiendo la deformación de las losas.	147
4.25. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,0 segundos. Los efectos de la explosión han cesado y se produce la redistribución de cargas con la que comienza el proceso de colapso.	148
4.26. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,5 segundos. Las plantas superiores inician su descenso debido a la falta de sustentación en las plantas inferiores	148
4.27. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,0 segundos. Las losas de los pisos superiores rompen entre la zona de los nervios y la zona de los ábacos y aumentan su descenso.	149
4.28. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,5 segundos. Las losas superiores se han desprendido casi completamente del resto de la estructura y comienzan a descender.	149
4.29. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 3,5 segundos. Las losas superiores caen sobre los restos de la inferiores, haciendo contacto y arrastrándolas en su descenso.	150
4.30. Simulación de explosión en edificio. Deformaciones y erosiones a 4,5 segundos. Estado final de equilibrio con los restos de las losas y columnas sobre el suelo y parcialmente sobre la estructura.	150
4.31. Croquis de situación de las cargas explosivas en la primera planta del edificio.	151
4.32. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,1 segundos. Las columnas más cercanas a las explosiones son completamente destruidas y las losas superiores e inferiores a cada explosión sufren graves daños, produciéndose aperturas en las mismas y rompiendo sus armaduras.	153
4.33. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,2 segundos. Las losas continúan su movimiento y las columnas adyacentes comienzan a ser desplazadas hacia el interior por efecto del arrastre de las losas.	153

4.34. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 0,5 segundos. Las losas se acercan a su máximo desplazamiento y erosión por los efectos de las explosiones. Las columnas adyacentes se han desplazado debido al arrastre de las losas.	154
4.35. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,0 segundos. Los efectos de las explosión han cesado y se produce la redistribución del peso propio.	154
4.36. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 1,5 segundos. Se produce el fallo de varias columnas en el centro del edificio. Los pisos superiores comienzan a descender como una unidad.	155
4.37. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,0 segundos. La mayor parte de las columnas de la estructura han fallado y la primera planta contacta contra el suelo. Se producen roturas en las losas de diversas plantas. . .	155
4.38. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 2,5 segundos. La totalidad de las columnas de la planta baja han fallado y varias plantas del edificio han contactado con el suelo. Se produce la erosión de la mayoría de los elementos que impactan contra la superficie rígida del suelo. . . .	156
4.39. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 3,5 segundos. La práctica totalidad del edificio ha sido destruido, al caer unas plantas sobre otras e impactar contra el suelo.	156
4.40. Simulación de explosiones en edificio. Deformaciones y erosiones a 4,0 segundos. La estructura ha colapsado por completo y se ha producido su total destrucción.	157

Bibliografía

- A. Abu-Odeh. Modeling and simulation of bogie impacts on concrete bridge rails using ls-dyna®. En *10th international LS-DYNA Users Conference, Livermore Software Technology Corporations, June*, páginas 8–10, 2008.
- S. Ahmad, B. M. Irons y O. Zienkiewicz. Analysis of thick and thin shell structures by curved finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2(3):419–451, 1970.
- F. D. Alonso, E. G. Ferradasa, J. F. S. Pereza, A. M. Aznara, J. R. Gimenoa y J. M. Alonso. Characteristic overpressure-impulse-distance curves for detonation of explosives, pyrotecnics or unstable substances. *Journal of loss prevention*, 2006.
- T. Belytschko y T. Chen-Shyh. Explicit algorithms for the nonlinear dynamics of shells. *ASME*, 48:209–231, 1981.
- T. Belytschko y T. J. Hughes. *Computational methods for transient analysis*. North-Holland, 1983.
- T. Belytschko, J. I. Lin y T. Chen-Shyh. Explicit algorithms for the nonlinear dynamics of shells. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 42:225–251, 1984a.
- T. Belytschko, J. S.-J. Ong, W. K. Liu y J. M. Kennedy. Hourglass control in linear and nonlinear problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 43(3):251–276, 1984b.
- M. Bermejo, J. M. Goicolea, F. Gabaldón y A. Santos. Impact and explosive loads on concrete buildings using shell and beam type elements. *COMPADYN2011. 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011.

- M. Bermejo, A. Santos, J. Goicolea y A. Pérez. Evaluación de acciones explosivas sobre estructuras de hormigón armado mediante elementos finitos. *Informes de la Construcción*, 67(539):e095, 2015. doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.121>.
- J. Biggs. *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw-Hill, 1964.
- N. Birnbaum, M. Cowler, M. Itoh, M. Katayama y H. Obata. Autodyn - an interactive non-linear dynamic analysis program for microcomputer through supercomputers. *Transactions of 9th Structural Mechanics in Reactor Technology*, páginas 401–406, 1987.
- P. Bischoff y S. Perry. Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and structures*, 24(6):425–450, 1991.
- B. Broadhouse. The winfrith concrete model in ls-dyna3d. *Report: SP-D/D(95)363, Structural Performance Department, AEA Technology, Winfrith Technology Centre, U.K.*, 1995.
- B. Broadhouse y A. Neilson. Modelling reinforced concrete structures in dyna3d. *Safety and Engineering Division, United Kingdom Atomic Energy Authority, Winfrith, AEEW-M 2465.*, 1987.
- H. L. Brode. Numerical solution of spherical blast waves. *Journal of Applied Physics*, 1955.
- P. Bulson. *Explosive Loading of Engineering Structures*. Chapman & Hall, 1997.
- R. Castedo, P. Segarra, A. Alañon, L. Lopez, A. Santos y J. Sanchidrian. Air blast resistance of full-scale slabs with different compositions: Numerical modeling and field validation. *International Journal of Impact Engineering*, 86:145–156, 2015.
- CEB, 1998. *Concrete structures under impact and impulsive loading*. Comité International du Béton, septiembre 1988.
- H. Corres Peiretti y E. Romero Rey. Reconstrucción «módulo d» aparcamiento madrid barajas t-4. En *Resúmenes del IV Congreso de Asociación científico-técnica del hormigón estructural (ACHE)*, 2008.
- J. E. Crawford. Retrofit methods to mitigate progressive collapse. En *The Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences, Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Effort*, 2002a.

- J. E. Crawford. Retrofit methods to mitigate progressive collapse. En *The Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences, Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Effort*, 2002b.
- DoD. Structures to resist the effects of accidental explosions. us dod, washington, dc, usa. Technical report, UFC 3-340-02, 2008.
- Eurocódigo 1. *Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions*.
- Eurocódigo 2, 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures-part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- B. Ferrer, S. Ivorra, E. Segovia y R. Irles. Impact load in parking steel column: Code review and numerical approach. En *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, páginas 1–9, 2009.
- D. Flanagan y T. Belytschko. A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control. *International journal for numerical methods in engineering*, 17(5):679–706, 1981.
- R. Gilsanz, R. Hamburger, D. Barker, J. L. Smith y A. Rahimian. *Design of Blast Resistant Structures*. American Institute of Steel Construction (AISC), One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, IL, 60601, 2013.
- E. Giroux. Hemp user’s manual. Technical report, California Univ., Livermore (USA). Lawrence Livermore Lab., 1973.
- J. Goicolea. *Estructuras Sometidas a Impacto*, capítulo en Estructuras Sometidas a Acciones Dinámicas, páginas 535–567. CIMNE, 2001. ISBN 84-89925-68-2.
- J. M. Goicolea. Análisis termomecánico no lineal mediante métodos explícitos de diferencias finitas y elementos finitos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 8,3:235–265, 1992. doi: ISSN0213-1315ISSN1886-158X.
- S. Govindjee, G. J. Kay y J. C. Simo. Anisotropic modelling and numerical simulation of brittle damage in concrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38(21):3611–3633, 1995.
- J. Hallquist. A procedure for the solution of finite deformation contact-impact problems by the finite element method. 1976.

- J. O. Hallquist. Theoretical manual for dyna3d. Technical report, Lawrence Livermore National Lab., CA (USA), 1983.
- J. O. Hallquist. *LS-Dyna. Theory manual*, 2006.
- J. O. Hallquist et al. *LS-DYNA® Keyword User's Manual*. Livermore Software Technology Corporation, version r7.0 edition, February 2013.
- D. Hao y L. Zhongxian. Numerical analysis of dynamic behavior of rc slabs under blast loading. 2009.
- K. Hibbitt. Sorensen, abaqus/explicit user's manual, 2003.
- B. Hopkinson. British ordnance board minutes 13565. *The National Archives, Kew, UK*, 1915.
- T. J. Hughes y W. K. Liu. Nonlinear finite element analysis of shells: Part i. three-dimensional shells. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 26(3):331–362, 1981a.
- T. J. Hughes y W. K. Liu. Nonlinear finite element analysis of shells-part ii. two-dimensional shells. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 27(2):167–181, 1981b.
- D. Hyde. Conwep, conventional weapons effects program. *US Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss*, 1991.
- A. A. Islam y N. Yazdani. Performance of aashto girder bridges under blast loading. *Engineering Structures*, 30(7):1922–1937, 2008.
- R. Jayasooriya, D. P. Thambiratnam, N. J. Perera y V. Kosse. Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings. *Engineering structures*, 33(12):3483–3495, 2011.
- Y. S. Khoe y J. Weerheijm. Limitations of smeared crack models for dynamic analysis of concrete. *12 th International LS-DYNA Users Conference*, 2012.
- C. N. Kingery y G. Bulmash. *Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical surface burst*. Ballistic Research Laboratories, 1984.
- D. Kosloff y G. Frazier. Treatment of hourglass patterns in low order finite element codes. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2, 57-72, 1978. doi: 10.1002/nag.1610020105.

- T. Krauthammer. *Modern protective Structures*. CRC Press, 2008.
- T. Krauthammer y J. Cipolla. Building blast simulation and progressive collapse analysis. En NAFEMS, editor, *Proceedings of the 11th NAFEMS World Congress, Vancouver, Canada*, 2007.
- T. Krauthammer, R. L. Hall, S. C. Woodson, J. T. Baylot, J. R. Hayes y Y. Sohn. Development of progressive collapse analysis procedure and condition assessment for structures. Technical report, DTIC Document, 2002.
- J. Leppänen. *Dynamic Behaviour of Concrete Structures subjected to Blast and Fragment Impacts*. PhD thesis, Department of Structural Engineering Concrete Structures, Chalmers University Of Technology, Göteborg, Sweden, 2002.
- Q. Li, S. Reid y A. Ahmad-Zaidi. Critical impact energies for scabbing and perforation of concrete target. *Nuclear Engineering and Design*, octubre 2005.
- B. Luccioni y D. Ambrosini. Blast load assessment using hydrocodes. *Mecánica Computacional*, XXIV:329–324, 2005.
- B. Luccioni y G. Aráoz. Erosion criteria for frictional materials under blast load. *Mecánica Computacional*, 30:1809–1831, 2011.
- B. Luccioni, R. Ambrosini y R. Danesi. Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering Structures*, 26:63–71, 2004. doi: DOI:10.1016/j.engstruct.2003.08.011.
- B. M. Luccioni y M. Luege. Concrete pavement slab under blast loads. *International Journal of Impact Engineering*, 32:1248–1266, 2006. doi: DOI:10.1016/j.ijimpeng.2004.09.005.
- B. M. Luccioni, D. Ambrosini y R. Danesi. Colapso estructural bajo cargas explosivas. *Mecánica Computacional*, XXII:957–970, 2003.
- J. Magnusson. *Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading*. PhD thesis, 2007.
- L. J. Malvar y J. E. Crawford. Dynamic increase factors for concrete. *Twenty-Eighth DDESB Seminar*, 1998a.
- L. J. Malvar y J. E. Crawford. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars. *Twenty-Eighth DDESB Seminar*, 1998b.

- L. J. Malvar y J. E. Crawford. Dynamic increase factors for concrete. Technical report, DTIC Document, 1998c.
- G. C. Mays y P. D. Smith. *Blast effects on buildings*. Thomas Telford, 2001.
- EHE, 2008. *EHE-08: Instrucción para el proyecto y la ejecución del hormigón estructural*. Ministerio de Fomento, 2008.
- P. F. Mlakar, Sr, W. G. Corley, M. A. Sozen y C. H. Thornton. The oklahoma city bombing: analysis of blast damage to the murrah building. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 12(3):113–119, 1998.
- G. Morales-Alonso, D. Cendón, F. Gálvez, B. Erice y V. Sánchez-Gálvez. Blast response analysis of reinforced concrete slabs: Experimental procedure and numerical simulation. *Journal of applied mechanics*, 78(5), 2011. doi: 10.1115/1.4004278.
- K. Morrill, L. Malvar, J. Crawford, G. Hegemier y F. Seible. Full-scale testing of reinforced concrete column retrofits to resist blast loads. En *Proceedings of the 10th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, San Diego, CA*, 2001.
- Y. Murray. *Users Manual For LS-DYNA Concrete Material Model 159*, mayo 2007.
- Y. D. Murray, A. Abu-Odeh y R. Bligh. *Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159*, mayo 2007.
- T. Ngo, P. Mendis, A. Gupta y J. Ramsey. Blast loading and blast effects on structures - an overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2007.
- J. T. Oden, N. Kikuchi y Y. J. Song. Penalty-finite element methods for the analysis of stokesian flows. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 31(3):Elsevier, 1982.
- D. Pelessone. A modified formulation of the cap model. Technical report, Gulf Atomics Report GAC19579, prepared for the Defense Nuclear Agency under Contract DNA-001086-C-0277, 1989.
- G. Randers-Pehrson y K. A. Bannister. *Airblast Loading Model for DYNA2D and DYNA3D*. Army Research Laboratory, 1997.

- M. Rubin. Simple, convenient isotropic failure surface. *Journal of Engineering Mechanics*, 117(2):348–369, 1991. ISSN 07339399. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:2(348).
- L. . E. Schwer. A brief introduction to coupling load blast enhanced with multi-material ale: the best of both worlds for air blast simulation. En *LS-DYNA Forum, Bamberg*, 2010.
- L. E. Schwer. Continuous surface cap model for geomaterial modeling: A new ls-dyna material type. *7th International LS-DYNA Users Conference*, páginas 16–35,16–50, May 2002.
- L. E. Schwer y C. Windsor. Strain rate induced strength enhancement in concrete: Much ado about nothing? En *International Workshop on Structures Response to Impact and Blast*, number 5-1, 2009.
- M. Shariati, N. H. Ramli-Sulong, P. Shafigh y H. Sinaei. Assessing the strength of reinforced concrete structures through ultrasonic pulse velocity and schmidt rebound hammer tests. *Sci. Res. Essays*, 6(1):213–220, 2011.
- P. F. Silva y B. Lu. Blast resistance capacity of reinforced concrete slabs. *Journal of Structural Engineering*, 716:708–716, 2009. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000011.
- J. Simó y J. Ju. Strain and stress based continuum damage model. *International Journal of Solids and Structures*, 23, 1987.
- T. P. Slavik. A coupling of empirical explosive blast loads to ale air domains in ls-dyna. *7th European LS-DYNA Conference*, 2009.
- Z. S. Tabatabaei y J. S. Volz. A comparison between three different blast methods in ls-dyna®: Lbe, mm-ale, coupling of lbe and mm-ale. *12th International LS-DYNA® Users Conference*, 2012.
- G. Tanapornraweekit, N. Haritos, P. Mendis y T. Ngo. Modelling of a reinforced concrete panel subjected to blast load by explicit non-linear fe code. TM 5-855-1, 1978. Tm 5-855-1. fundamentals of protective design for conventional wepons. Technical report, U.S. Department of the Army Technical Manual, 1978.
- TM5-855-1, 1978. *U.S. Department of the Army Tecnichals Manual, TM5-855-1. Fundamentals of protective design for conventional wepons*. Washington, 1978.

- M. Wilkins, R. Blum, E. Cronshagen y P. Grantham. A method for computer simulation of problems in solid mechanics and gas dynamics in three dimensions and time. *University of California, Lawrence Livermore National Laboratory, Rept. UCRL-51574*, 1974.
- M. Wilkins, C. E. Blum, R.E. y P. Grantham. A method for computer simulation of problems in solid mechanics and gas dynamics in three dimensions and time. Technical report, Lawrence Livermore Laboratory, U. of California, rept. UCRL-51574., 1975.
- M. L. Wilkins. Methods in computational physics. *Calculation of elastic-plastic flow*, páginas 211–263, 1964.
- M. L. Wilkins. *Computer Simulation of Dynamic Phenomena*. Springer, 1999.
- S. C. Woodson y J. T. Baylot. Structural collapse: quarter-scale model experiments. Technical report, DTIC Document, 1999.
- Y. Wu, J. E. Crawford y J. M. Magallanes. Performance of LS-DYNA® concrete constitutive models. *12th International LS-DYNA® Users Conference*, Constitutive Modeling, June 2012.
- M. Zineddin y T. Krauthammer. Dynamic response and behavior of reinforced concrete slabs under impact loading. *International Journal of Impact Engineering*, 34:1517–1534, 2007.