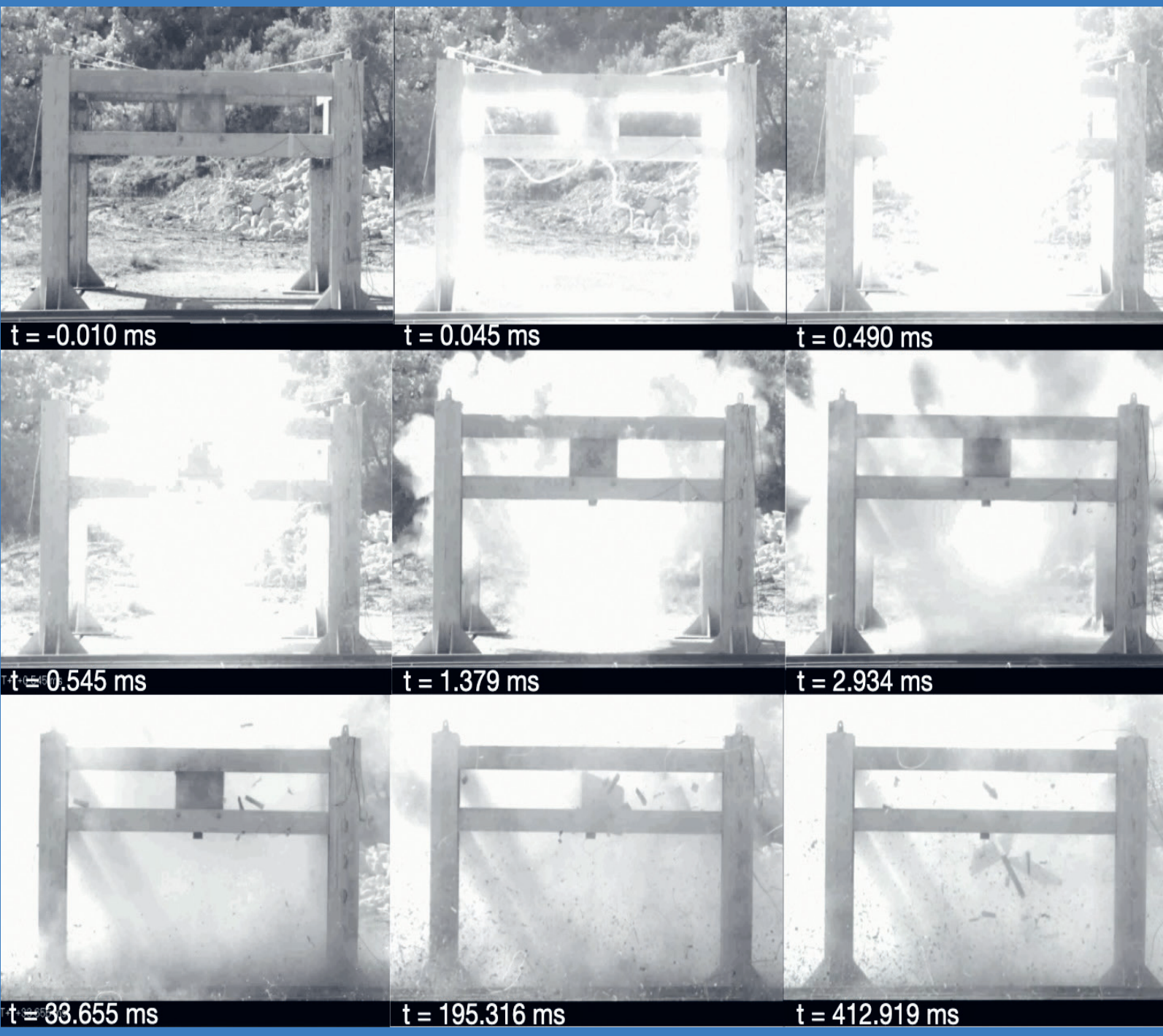
ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Mayo - Agosto 2026 I Volumen 77 - Número 309



INTEMAC
GrupoTYPSA

Seguridad, eficiencia y sostenibilidad de las infraestructuras



Puente de los Carneros.
Inspección especial para la DGC



Hospital de Cuenca.
Asistencia técnica y control de proyecto, materiales, ejecución y pruebas de instalaciones para el SESCAM



Estudio de caída de muro para ADIF

Más de 55 años de experiencia

- **Ingeniería y consultoría**
  Desde la fase conceptual hasta la finalización del proyecto.
- **Desarrollo sostenible y energías renovables**
  Desde la implementación de sistemas de energías renovables hasta la mejora de la eficiencia energética y el fomento de prácticas de reciclaje y reutilización.
- **Patología de la construcción e ingeniería forense**
  Compromiso con la seguridad, la calidad y la sostenibilidad.
- **Rehabilitación**
  Contar con estudios previos adecuados y el asesoramiento de especialistas evita imprevistos y garantiza el éxito del proyecto.
- **Inspección, evaluación y monitorización de puentes y estructuras**
  Más de 7.500 puentes inspeccionados y 52 monitorizados.
- **Laboratorio de construcción**

Instituto Técnico de Materiales y Construcciones

www.intemac.es

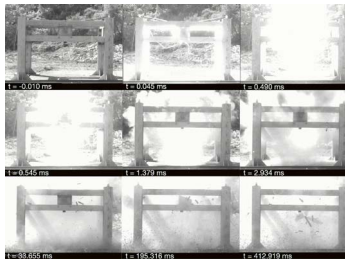


FOTO DE PORTADA: Snapshots of one test, captured by the high-speed camera.

HORMIGÓN y ACERO

Mayo - agosto 2026 I Volumen 77 - Número 309

REVISTA CUATRIMESTRAL DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Jesús Rodríguez Santiago (Universidad Politécnica de Madrid, España)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid, España)*

SECRETARIO:

Lisbel Rueda Garcia (Universitat Politècnica de València, España)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid, España)*

VOCALES:

Victor Alvado Benitez (Leonhardt, Andra und Partner, Stuttgart, Alemania)
Pablo Anaya (Socotec, Madrid, España)
Alejandro Bernabéu Larena (Universidad Politécnica de Madrid, España)
Hector Bernardo Gutierrez (ACHE , Madrid, España)
Fernando Bravo (Fhecor, Madrid, España)
Iván Campo (Tylin, Barcelona, España)
Hector Cifuentes Bulte (Universidad de Sevilla, España)*
Ana de Diego (Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España)
David Fernandez Montes (Betazul, Madrid, España)*
Alejandro Giraldo (Equi Bridges, Zurich, Suiza)
Irene Josa (University College London, Londres, Reino Unido)
Beatriz Martín-Pérez (University of Ottawa, Canadá)
Juan Murcia (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Eva Oller (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Rafael Ruiz Maestre (Acciona Construcción, Madrid, España)
Juan Sagaseta (University of Surrey, Reino Unido)
Marcos Sánchez (Arup, Dublín, Irlanda)
Carlos Thomas Garcia (Universidad de Cantabria, Santander, España)
Gonzalo Zarrabeitia Ullíbarri (Idom, Bilbao, España)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

Antonio Adao da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)
Antonio Aguado de Cea (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Pilar Alaejos Gutierrez (Cedex, Madrid, España)
Mª Carmen Andrade Perdrix (CIMNE , Madrid, España)
Angel Aparicio Bengoechea (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Jose Mª Arrieta Torrealba (Proes, Madrid, España)
Miguel Ángel Astiz Suárez (Carlos Fernández Casado, Madrid, España)
Gustavo Ayala Milian (Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, México)
Alex Barbat Barbat (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Juan Luis Bellod Thomas (Cesma Ingenieros, Madrid, España)
Rigoberto Burgueno (Stony Brook University, USA)
Ángel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja – CSIC, Madrid, España)
Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma, España)
Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, España)
Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimaraes, Portugal)
David Fernández Ordóñez (fib, Lausanne, Suiza)
Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Miguel Fernández Ruiz (Universidad Politécnica de Madrid, España)
Jaime Carlos Gálvez Ruiz (Universidad Politécnica de Madrid, España)
Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)
Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL , Milán, Italia)
Dorys González Cabrera (Universidad de Burgos, España)
Enrique Gonzalez Valle (Intemac, Madrid, España)
Paulo R. L. Helene (Universidade de Sao Paulo, Brasil)
J Raul Husni (Universidad de Buenos Aires, Argentina)
Jose Antonio Llombart Jaques (Consultor independiente, Madrid, España)
Antonio Marí Bernat (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)
Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid, España)
Miguel Ortiz (California Institute of Technology, USA)
Enio Pazini Figueiredo (Universidade Federal de Goias, Brasil)
Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid, España)
Santiago Pérez-Fadón Martínez (Fadon Ingenieria, Madrid, España)
Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Cordoba, Argentina)
Antonio Reis (Universidade Tecnica de Lisboa, Lisboa, Portugal)
José Manuel Roesset (National Academy of Engineering, Washington DC, EE.UU.)
Gonzalo Ruiz (Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, España)
Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo Ingenieria, Madrid, España)
Ana Mª Ruiz-Teran (Imperial College London, Reino Unido)
Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart, Alemania)
Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)
Álvaro Serrano Corral (MC 2 Estudio de Ingenieria, Madrid, España)
Carlos Siegrist Fernández (Consultor independiente, Madrid, España)
Juan Antonio Sobrino Almunia (Pedelta Canada Inc., Toronto, Canadá)
Pedro Miguel Sosa (Universitat Politècnica de València, España)
Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)
Andrés Torres Acosta (Instituto Tecnológico de Monterrey, México)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). **El Comité de Redacción** se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del **Consejo Asesor Científico** es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional.

Una descripción más amplia puede consultarse en *www.hormigonyacero.com*

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigon y Acero esta indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS) - Journal Citation Reports (JCR) – Scopus - Pascal – InDICEs-CSIC – Dialnet-Sumaris – Catalogo Latindex 2.0 – ScienceDirect.*

ISSN 0439-5689
Publicación cuatrimestral (3 números al año)
www.hormigonyacero.com

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada (CC BY-NC-ND 3.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Sí permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original.Ni Cinter Divulgación Técnica ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia.Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA

CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.
C/Doctor Santero, 7 , 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: MGráfico
Depósito legal: M-853-1958

HORMIGÓN y ACERO

Disponible en www.hormigonyacero.com

SUMARIO | CONTENTS

MAYO - AGOSTO 2026 I Volumen 77 - Número 309
May - August 2026 I Volume 77 - Issue 309

Carta del Director
Letter from the Director 5

Carta del Editor Asociado
Associate Editor's letter 6

Energy Flow Considerations for Structural Response under Blast
Consideraciones sobre el flujo de energía para la respuesta estructural a las explosiones
K. Willems, Ted Krauthammer, & Alan Ohrt 7

Experimental Measurement of the Response of a Linear Elastic Structure to Blast Loading. Validation of Load Models and Simplified Analysis Methodologies
Medición experimental de la respuesta de una estructura elástica lineal sometida a cargas por explosión. Validación de modelos de carga y metodologías de análisis simplificadas
M. Chiquito, A. Pérez Caldentey, A.P. Santos, R. Castedo, L.M. López, D. Cendón, & F. Gálvez 17

A preliminary approach for accidental load design of a submerged floating tube bridges: blast-fire interaction on RC slabs
Una aproximación preliminar al proyecto de túneles sumergidos flotantes frente a cargas accidentales: interacción explosión/fuego en losas de hormigón armado
Matteo Colombo, A. Arano, M. di Prisco, M.A.N. Hendriks, T. Kanstad, P. Martinelli, A. Minoretti, & J.A. Øverli. 29

Blast Resistance and Post-Cracking Performance of High-Strength Self-Compacting Fiber-Reinforced Concrete Slabs
Comportamiento frente a explosiones y comportamiento residual de losas de hormigón de altas prestaciones reforzado con fibras de acero
David A. Cendón, Francisco Gálvez, Gonzalo Ruiz, & Xiaoxin Zhang 41

Blast Absorption Capacity of Brittle Mineral Foam: an Experimental Evaluation
Capacidad de absorción de explosiones mediante espuma mineral frágil: evaluación experimental
Aldjabar Aminou, Mohamed Ben-Rhouma, Bachir Belkassem, Hamza Ousji, Oussama Atoui, Lincy Pyl, & David Lecompte 53

Daños en edificios por explosión: Patrones lesionales, mecanismos resistentes, robustez estructural y criterios de reparación a partir de la experiencia en casos reales
Blast-Induced Building Damage: Damage Patterns, Structural Resistance Mechanisms, Structural Robustness, and Repair Criteria Based on Real-World Case Studies
Raúl Rodríguez Escribano, Eduardo Díaz-Pavón, Enrique Calderón, & Ismael Carpintero 65

Diseño de edificios industriales prefabricados sometidos a una acción de explosión. Recomendaciones, aspectos generales y bases de diseño iniciales
Precast Industrial building design under accidental blast loading. General Aspects and basic design guidelines
Sergio Rodriguez Morales 89

ACHE

© 2026 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE).
Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. del Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid
Tel.: (+34) 91 067 41 64 - www.e-ache.com

CINTER

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (MADRID)

ALLPLAN Systems

ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER

C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici Til·lers
08034 - BARCELONA

AZUL CONSTRUCCIÓN REPAIR, S.A.
Pq. Comercial San Jerónimo, Calle A,
Nave 11. 41015 SEVILLA

CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS
C/ Orense, 10
28020 MADRID

CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID

CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID

CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo
03003 ALICANTE

DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID

EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID

FHECOR ingenieros consultores S.A.
C/Barquillo, 23. 1º izq.
28004 MADRID

FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE

GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)

HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID

IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID

MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)

MEKANO4 INNOVATIVE SOLUTIONS
P.I. Can Nadal, Carrer Can Nadal, s/n, Nave 1-A, 08185
Lliçà de Vall, Barcelona

OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid

PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)

SORIGUÉ ACSA
CONSERVACIÓN DE INFRAESTRUCTURAS, S. A.
Av. General Perón, 38
28020. Madrid

MEMBER OF BASQUE RESEARCH & TECHNOLOGY ALLIANCE

TYLin Spain, S.L.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

















































































CARTA DEL DIRECTOR

Con la publicación del número 309 de *Hormigón y Acero*, la revista de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), ofrecemos a nuestros lectores un número dedicado a las acciones explosivas sobre las estructuras. Se trata de un tema de creciente interés para la ingeniería estructural, tanto por la necesidad de mejorar la resiliencia de las infraestructuras como por la importancia de comprender la respuesta de las estructuras frente a acciones accidentales, como los impactos y las explosiones.

Este número reúne siete artículos —cinco en inglés y dos en español— y ha sido coordinado por el profesor Alejandro Pérez Caldentey, catedrático de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid y director de Norteamérica de Fhecor Ingenieros. En la carta del editor asociado se presenta con detalle el contenido de este número y las principales aportaciones de los trabajos publicados.

Hormigón y Acero mantiene así una línea editorial que apuesta por la publicación de algunos números dedicados a temas de especial relevancia científica y profesional. En este sentido, ya se encuentran en preparación nuevos números dedicados a pasarelas (2027) y a puentes atirantados singulares (2028).

La revista desea asimismo reforzar su atención al ámbito de las estructuras para la arquitectura y la edificación. Se trata de un campo de gran interés técnico y creativo que ha estado presente en nuestras páginas y al que volveremos a dedicar un número en 2027, con el propósito de estrechar aún más los vínculos entre la ingeniería estructural y la arquitectura.

Durante el Congreso de fib celebrado el pasado mes de junio en Lisboa tuvo lugar una reunión entre representantes de *Structural Concrete* y de *Hormigón y Acero* con el objetivo de intensificar la colaboración entre ambas revistas. Entre las iniciativas analizadas destaca el intercambio de artículos de especial interés, permitiendo que trabajos publicados originalmente en español en *Hormigón y Acero* puedan difundirse en inglés a través de *Structural Concrete* y, de forma recíproca, acercar a nuestros lectores una selección de contribuciones relevantes publicadas por la revista de fib. Esta colaboración contribuirá a aumentar la visibilidad internacional de los trabajos publicados y a fortalecer la cooperación entre ambas publicaciones.

Hormigón y Acero es una revista científica indexada que publica artículos revisados por pares en el ámbito de la ingeniería estructural, tanto en obras civiles como en arquitectura, aceptando contribuciones en español e inglés. Invitamos a investigadores, profesionales y empresas a considerar *Hormigón y Acero* como un medio de difusión de sus trabajos científicos y técnicos. La publicación de los artículos y el acceso a todos sus contenidos son completamente gratuitos, pudiendo consultarse en www.hormigonyacero.com.

LETTER FROM THE DIRECTOR

With the publication of Issue No. 309 of *Hormigón y Acero*, the journal of the Spanish Association for Structural Concrete (ACHE), we present to our readers an issue devoted to blast actions on structures. This is a topic of growing interest in structural engineering, both because of the need to improve the resilience of infrastructure and because of the importance of understanding the response of structures to accidental actions such as impacts and explosions.

This issue comprises seven papers—five in English and two in Spanish—and has been coordinated by Alejandro Pérez Caldentey, Professor at the School of Civil Engineering of the Technical University of Madrid (UPM) and North America Director at Fhecor Ingenieros. In the Associate Editor's Letter, he presents in detail the contents of this issue and the main contributions of the published papers.

Hormigón y Acero thus continues its editorial policy of publishing some issues devoted to topics of particular scientific and professional relevance. In this regard, new issues on footbridges (2027) and on selected cable-stayed bridges (2028) are already in preparation.

The journal also wishes to strengthen its focus on structural engineering for architecture and buildings. This is a field of great technical and creative interest that has already been represented in our pages and to which we will devote another issue in 2027, with the aim of further strengthening the links between structural engineering and architecture.

During the fib Congress held last June in Lisbon, a meeting took place between representatives of *Structural Concrete* and *Hormigón y Acero* with the aim of strengthening the collaboration between the two journals. Among the initiatives discussed was the exchange of papers of particular interest, allowing papers originally published in Spanish in *Hormigón y Acero* to be published in English in *Structural Concrete* and, conversely, bringing to our readers a selection of relevant contributions previously published in the fib journal. This collaboration will contribute to increasing the international visibility of the published papers and to strengthening cooperation between the two journals.

Hormigón y Acero is an indexed scientific journal that publishes peer-reviewed papers in the field of structural engineering, covering both civil engineering works and architecture, and accepts submissions in both Spanish and English. We invite researchers, practitioners and companies to consider Hormigón y Acero as a publication venue for their scientific and technical work. Both publication and access to all papers are free of charge through www.hormigonyacero.com.

Jesús Rodríguez
DIRECTOR DE *HORMIGÓN Y ACERO*
DIRECTOR OF *HORMIGÓN Y ACERO*

CARTA DEL EDITOR ASOCIADO

Mi interés en las acciones explosivas viene del atentado en el aparcamiento de la Terminal T4 de Barajas, que tuvo lugar el domingo 30 de diciembre de 2006, y que destruyó por casi por completo el módulo E del aparcamiento. El atentado causó dos muertos. Se estima que la carga explosiva estuvo entre 500 y 800 kg. Me tocó visitar el lugar dos veces ese día, debido a que FHECOR había desarrollado el proyecto de esta estructura. Cuando vi la destrucción causada, para la cual nadie me había preparado, sentí vértigo. Al día siguiente con más calma volví a visitar la obra ya más de cerca y pude observar varios tipos de rotura, nada usuales en las estructuras, inducidas por la inversión de la carga, en particular roturas limpias de la unión pilar forjado. Esta experiencia, de alguna forma traumática y transformadora, es la que ha llevado a que hoy pueda presentar esta revista monográfica de Hormigón y Acero dedicada a este tema.

El número abarca varios aspectos, desde temas teóricos a ensayos experimentales a experiencias prácticas.

En el aspecto teórico, Wilhelms et al. Introduce un concepto nuevo: el de los diagramas Energía-Potencia (E-P) como alternativa a los diagramas Presión-Impulso (P-I) tradicionales, que representan la combinación de estas magnitudes que puede resistir una estructura lo que permite, de golpe, verificar una estructura para distintos escenarios posibles, como el diagrama de interacción N-M. La ventaja fundamental del diagrama (E-P) es que estas magnitudes para un caso dado pueden determinarse directamente a partir de la distancia escalada y consideraciones geométricas, mientras que el diagrama (P-I) requiere un análisis dinámico.

A este artículo le siguen cuatro artículos con una componente experimental. Chiquito et al. presentan un ensayo con explosivos sobre una estructura metálica sencilla que responde elásticamente, con el objetivo de medir a través de la respuesta, predecible, de la estructura el valor de la acción. Colombo et. al abordan el problema de la interacción explosión-fuego en túneles tomando como caso práctico los túneles sumergidos que se están considerando para cruzar los fiordos noruegos. Cendón et al. presentan una campaña experimental que consiste en cargas explosivas aplicadas sobre losas de hormigón autocompactante de alta resistencia reforzado con fibras metálicas. Para cerrar este bloque, Aminou et al. estudian la capacidad de absorción de energía de una espuma mineral frágil, utilizada como protección de una probeta metálica que representa una estructura.

Finalmente, hay dos artículos que abordan el tema desde el punto de vista práctico. Rodriguez el al. presentan su amplia experiencia profesional a través de casos prácticos de explosiones en cuyo análisis han participado a través de INTEMAC. Finalmente, Rodriguez describe la metodología seguida en la práctica para el análisis de situaciones accidentales en instalaciones industriales.

El conjunto representa una visión amplia de un problema que, desgraciadamente, cada vez resulta más importante por los desarrollos tecnológicos (drones, p.e.) y cuyo análisis los ingenieros estructurales deben incorporar a sus competencias.

LETTER FROM THE ASSOCIATE EDITOR

My interest in blast loading stems from the terrorist attack on the parking building of Terminal T4 at Madrid–Barajas Airport, which took place on Sunday, December 30th, 2006, and almost completely destroyed Module E of the parking structure. The attack claimed two lives. The explosive charge is estimated to have been between 500 and 800 kg. I visited the site twice that day because FHECOR had designed the structure. When I first witnessed the devastation—something for which no one had prepared me—I was overwhelmed. The following day, with a clearer mind, I returned to inspect the damage more closely and observed several unusual failure mechanisms rarely seen in structural engineering, induced by load reversal, particularly the clean separation of the slab–column connections. This experience, both traumatic and transformative, is what has ultimately led me to present this special issue of Hormigón y Acero devoted entirely to this subject.

This issue covers a broad range of topics, from theoretical developments and experimental research to practical engineering experience.

On the theoretical side, Wilhelms et al. introduce a new concept: Energy–Power (E–P) diagrams as an alternative to the traditional Pressure–Impulse (P–I) diagrams. These diagrams represent the combinations of energy and power that a structure can withstand, making it possible to assess structural performance under different blast scenarios in a manner analogous to the axial force–bending moment (N–M) interaction diagram. The principal advantage of the E–P diagram is that, for a given blast scenario, these quantities can be determined directly from the scaled distance and geometric considerations, whereas the P–I approach requires a dynamic analysis.

This paper is followed by four contributions with a strong experimental component. Chiquito et al. present a blast test on a simple steel structure designed to remain within the elastic range, with the aim of estimating the blast loading from the measured and predictable structural response. Colombo et al. address the interaction between blast and fire in tunnels, using immersed tunnels proposed for crossing the Norwegian fjords as a practical case study. Cendón et al. present an experimental campaign involving explosive charges applied to high-strength self-compacting concrete slabs reinforced with steel fibres. Finally, Aminou et al. investigate the energy absorption capacity of a brittle mineral foam used to protect a metallic specimen representing a structural element.

The issue concludes with two papers focused on practical engineering applications. Rodríguez et al. present their extensive professional experience through a series of real blast incidents that they have investigated as part of INTEMAC's forensic and structural assessment activities. Finally, Rodríguez describes the methodology currently applied in engineering practice for the analysis of accidental blast scenarios in industrial facilities.

Taken together, these contributions provide a comprehensive overview of a subject that, unfortunately, is becoming increasingly relevant due to technological developments such as the widespread availability of drones. Structural engineers must therefore incorporate the analysis of blast effects into their professional expertise.

Alejandro Pérez Caldentey
EDITOR ASOCIADO DE *HORMIGÓN Y ACERO*
ASSOCIATE EDITOR OF *HORMIGÓN Y ACERO*

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3130

Energy Flow Considerations for Structural Response under Blast

Consideraciones sobre el flujo de energía para la respuesta estructural a las explosiones

K. Willems[a], T. Krauthammer[a,*], & A. Ohrt[b]

[a] *Center for Infrastructure Protection and Physical Security (CIPPS), University of Florida*
[b] *Air Force Research Laboratory (AFRL/RWML), Eglin AFB, FL*

Recibido el 10 de abril de 2023; revisado el 2 de junio de 2023, aceptado el 4 de agosto de 2023

ABSTRACT

Load-impulse (P-I) diagrams are commonly used for structural design and damage assessment. Recently, an energy-based alternative to P-I diagrams, known as Energy vs. Energy Rate (E-R) diagrams, was proposed. E-R diagrams are another tool for structural design and damage assessment from an energy flow perspective. This paper describes a study to assess and compare these two analytical approaches, and to provide examples for illustrating the findings.

KEYWORDS: Blast, energy, flow, structure, response.

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

RESUMEN

Los diagramas carga–impulso (P–I) se utilizan habitualmente en el diseño estructural y en la evaluación de daños. Recientemente, se ha propuesto una alternativa basada en la energía a estos diagramas, denominada diagramas Energía frente a Tasa de Energía (E–R). Los diagramas E–R constituyen una herramienta adicional para el diseño estructural y la evaluación de daños desde la perspectiva del flujo de energía. Este artículo describe un estudio destinado a evaluar y comparar ambos enfoques analíticos, así como a proporcionar ejemplos ilustrativos que permitan comprender mejor las conclusiones obtenidas.

PALABRAS CLAVE: Explosión, energía, flujo, estructura, respuesta.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: tedk@ufl.edu (Ted Krauthammer)

How to cite this article: Willems, K., Krauthammer, T., & Ohrt, A. (2026). Energy Flow Considerations for Structural Response under Blast. *Hormigón y Acero*. 77(309):7-15. https://doi.org/10.33586/hya.2023.3130

1. INTRODUCTION

A load-impulse (P-I) diagram is a well-accepted tool that is commonly used to aid structural engineers for structural strength design, as well as for potential damage assessment. Recently, an energy-based alternative to P-I diagrams, known as Energy vs. Energy Rate (E-R) diagrams, was proposed. Two simple conversion equations were also proposed to transform P-I data into E-R data. The E-R diagram serves as another tool for a structural engineer to use and gives the ability to analyze a structural element from an energy-based perspective. This research provides [1] an in-depth check of the validity of the E-R diagram by comparing the energy approach to generally accepted forms of structural analysis. The analytical solutions for rectangular and triangular loads that were previously proposed were checked

against results from a validated a single-degree-of-freedom. The energy flow-based approach was used to analyze several structural elements under severe dynamic loads.

2. BACKGROUND

Structural behavior can be characterized over a wide frequency range from the quasi-static to impulsive, as described in Table 1 [2], and illustrated in Figure 1 [3-5]. These behaviors are based on the response of a single-degree-of-freedom (SDOF) system that has the following equation of motion [2]:

$$M\ddot{x} + Cx + Kx = F(t) \quad (1)$$

In which, M is the mass, C is the damping coefficient, K is the stiffness, and $F(t)$ is the forcing function. Dividing Eq. (1) by the mass, M, results in the following equation:

$$\ddot{x} + \frac{C}{M}\dot{x} + \frac{K}{M}x = \frac{F}{M}(t) \quad (2)$$

Eq. (2) can be rewritten, as follows:

$$\ddot{x} + 2\xi\acute{\omega}\dot{x} + \acute{\omega}^2 x = f(t) \quad (3)$$

Where:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (4a)$$

$$\acute{\omega} = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad (4b)$$

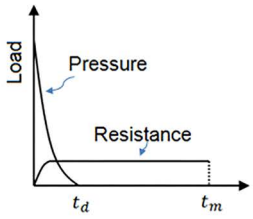
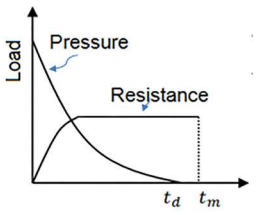
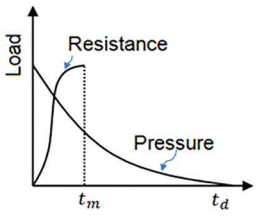
$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} \quad (4c)$$

$$C_{cr} = 2\sqrt{KM} \quad (4d)$$

In Equations (4a – 4d), ω is the circular natural frequency that equals 2πf; f is the natural frequency that is equal to 1/T, where T is the natural period. ξ is the damping ratio, and Ccr is the value of critical damping. $\acute{\omega}$ is the damped circular natural frequency. $\ddot{x}$, $\dot{x}$,and x are the acceleration, velocity, and displacement of the mass, respectively. Also, the term $(K/M)x$ in Eq. (2) can be replaced by a resistance function, $R(x)$ that represents a nonlinear relationship between load and deflection. A structural element can be represented by a SDOF equation (Eq. 1), but the parameters for mass, stiffness and force must be replaced by their equivalent values for the continuous structural element, as discussed in [2]. Solving Eq. (3), either numerically or in closed form, will provide the time histories for the structural motions.

The theoretical concept of load-impulse (P-I) diagrams is based on the definition of a response spectrum that has been known for several decades [6, 7]. P is either load or pressure, depending on how the loading function is defined for a specific problem. The impulse, I, is defined as the area under the load-time or pressure-time histories. It is known that a P-I diagram has two theoretical asymptotes: An impulsive asymptote that is derived by assuming that the amount of input kinetic energy is equal to the resulting internal strain energy, and a quasi-static asymptote that is derived by assuming that the amount of input external work is equal to the resulting internal strain energy. The structural assessment is done by plotting the load point (i.e., defined by the values of peak pulse pressure and the impulse, which is the area under the pulse) on the P-I diagram. Failure is defined if the point falls on or above the P-I curve. Unfortunately, the P-I diagram cannot be derived only from such energy-based principles. Therefore, the theoretical approach had serious limitations that prevented one from applying it for the analysis of physical structures [7]. The development of a physics-based fast-running numerical approach for deriving P-I diagrams has created the ability to assess the behavior of structural elements under realistic loads [8], and the approach enabled one to derive complete P-I diagrams for different structural elements (e.g., beams, slabs, columns, etc.) and different structural response mechanisms (flexure with or without diagonal shear effects, direct shear, etc.).

TABLE 1.
Load and structural behavior domains [2, 3, 6].

Illustrations			
Loading range	Impulsive	Dynamic	Quasi-Static
Pressure range	High	Intermediate	Low
Load duration	Short	Intermediate	Long
Response time	Long	Intermediate	Short
$\frac{t_m}{t_d}$	$\frac{t_m}{t_d} > 3$	$3 > \frac{t_m}{t_d} > 0.1$	$\frac{t_m}{t_d} < 0.1$
Approximate limits	$\frac{t_d}{T} < 0.0637$	$0.0637 < \frac{t_d}{T} / T < 6.37$	$\frac{t_d}{T} > 6.37$

Where, T is the natural period, t_d is the duration of the applied load, and t_m is the time at which the maximum structural response is reached.

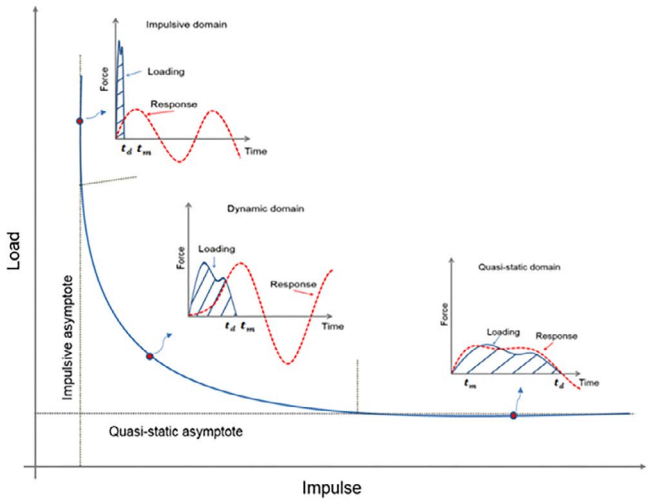


Figure 1. P-I diagram and load pulse domains [3].

A further development in [3-5] explored how to address the relationships between the applied load and the structural response by using energy flow principles. Also, the same effort identified and characterized the energy-based relationships with the concept of P-I curves. It was shown in [3-5] that the maximum strain energy can be used to find the maximum values of kinetic, KE_{max}, and work WE_{max}, energies, and the time when they are reached, t_m, as shown in Table 2.

Where, F_0 is the peak load, td is the load duration, ω is the circular natural frequency from classical structural dynamics [2] (see Eq. 4a, above), f is the natural frequency, k is the spring stiffness in the SDOF system, and t_m is the time when maximum value is reached. Also, there is no work done by external load after the load has been removed from the system. The maximum value occurs at $t = t_d$ for a rectangular load pulse. An energy component spectrum can be plotted by collecting each of the three energy components at $t = t_d$. Figure 2 shows the energy transition at the end of the loading durations, based on the ratio of t_d/T. Each of the energy terms, work energy (WE), strain energy (SE), and kinetic energy (KE), are all normalized by a ratio of the peak load (F_o) squared to the elastic spring stiffness (k). A general energy-based solution to define the entire domain of a P-I diagram was proposed in [3-5], and it illustrated for a simplified system with a simplified load profile in Table 3 for an elastic SDOF system.

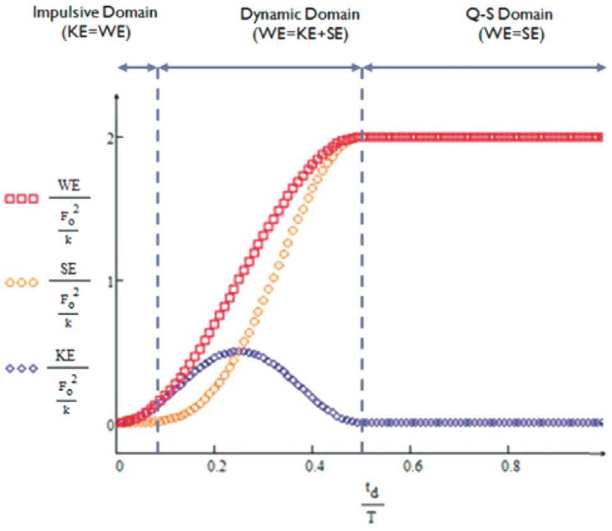
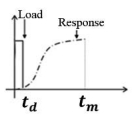
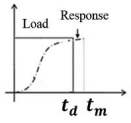
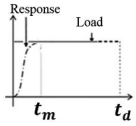


Figure 2. Typical energy components spectra [3].

TABLE 2.
Max Energy Functions for undamped SDOF under Rectangular Loads [3-5].

Response domain		*Forced vibration*			*Free vibration*		
Term		t_m	*Range*	*Max*	t_m	*Range*	*Max*
Maximum kinetic energy	KE_{max}	$\frac{\pi}{2\omega}$	$\omega t_d \geq \frac{\pi}{2}$	$\frac{F_o^2}{2k}$	$\frac{2\pi+\omega t_d}{2\omega}$	$0 \leq \omega t_d < \frac{\pi}{2}$	$\frac{2F_o^2}{k}\sin\left(\frac{\omega t_d}{2}\right)^2$
Maximum strain energy	SE_{max}	$\frac{\pi}{\omega}$	$\omega t_d \geq \pi$	$\frac{2F_o^2}{k}$	$\frac{\pi+\omega t_d}{2\omega}$	$0 \leq \omega t_d < \pi$	$\frac{2F_o^2}{k}\sin\left(\frac{\omega t_d}{2}\right)^2$
Maximum external energy	WE_{max}	$\frac{\pi}{\omega}$	$\omega t_d \geq \pi$	$\frac{2F_o^2}{k}$	$t_m \geq t_d$	$0 \leq \omega t_d < \pi$	$\frac{2F_o^2}{k}\sin\left(\frac{\omega t_d}{2}\right)^2$

TABLE 3.
Summary of Energy Based Solutions for P-I Diagrams [3-5].

Load-response illustration			
Loading regime	Impulsive	Dynamic	Quasi-Static
Load duration	Short	Medium	Long
Response time	Long	Medium	Short
$t = t_d$	$WE_{t_d} = KE_{t_d}$	$WE_{t_d} = KE_{t_d} + SE_{t_d}$	$WE_{t_d} = KE_{t_d} + SE_{t_d}$
$t = t_m$	$WE_{t_m} = SE_{t_m}$	$WE_{t_m} = SE_{t_m}$	$WE_{t_m} = SE_{t_m}$
Absorbed energy	$KE_{t_d} = \frac{I^2}{2M}$	$WE_{t_d} = \frac{1}{2}mv_{t_d}2 + \frac{1}{2}ku_{t_d}^2$	$WE_{t_m} = F_0 u_{max}$
Asymptotes	$KE_{t_d} = SE_{t_m}$	$KE_{t_d} + SE_{t_d} = SE_{t_m}$	$WE_{t_m} = SE_{t_m}$

Where, u_{max} is the maximum displacement, I is the impulse, and M is the mass.

3. LOAD PULSE SHAPE FACTOR (BETA), AND ITS RELATIONSHIP WITH SCALED DISTANCE

As noted above, the relationship between the peak load, duration, and impulse can be described as the load pulse shape factor, β. For a simplified load pulse, the area under the normalized load vs. time plot is the load pulse shape factor. The normalized load vs. time plot can be obtained by dividing all the time values by the load duration, t_d, and all the load values by the peak load, F_o. For a rectangular load pulse, the load pulse shape factor is: β =1. For a triangular load pulse, the load pulse shape factor is: β = 1/2. For an exponentially decaying load pulse, such as a simplified blast load pulse, there are a range of load pulse shape factors that are all smaller than β = 1/2. The influence of the Beta value on P-I and E-R diagrams will be studied and preliminary results of this study will be addressed later, herein. The scaled distance, Z, for a blast load is calculated by dividing the standoff distance, R, by the cubed root of the TNT charge weight, W, as shown in Equation (5).

$$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} \tag{5}$$

The concept of Z, as discussed in [7, 11], is that incidents with the same value of Z will exhibit virtually identical consequences. For a given scaled distance, blast load characteristics such as peak pressure, scaled impulse, and scaled duration can be read from a single chart. The scaled distance, Z, is an important concept since one can use specific values of Z for structural analyses, instead of specifying values of charge weights and distances. While it is not currently listed as a value on the charts in UFC 3-340-02 [10], one could calculate a new set of data points to overlay onto the UFC charts that represent a β value for each scaled distance. These data points can be calculated by dividing the scaled impulse by the peak pressure and the scaled duration, as shown in Equation (6). Since the charts have values for both incident and reflected pressures, β values can also be calculated for both incident and reflected blasts.

$$\beta = \frac{\left(\frac{I}{W^{\frac{1}{3}}}\right)}{P_0\left(\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}}\right)} \tag{6}$$

The load pulse shape factor is a unitless value. Therefore, a single β value can be used to describe many peak loads and load durations, as shown in Figure 3.

For example, a β value of 0.200 can be scaled up to describe a peak load of 100 kips and a load duration of 15 milliseconds, or a load pulse with a peak load of 50 kips and 20 milliseconds. Since the β value is the area under the normalized load vs. time plot, the impulse delivered by the given load is given by Equation (7).

$$I_{impulse} = \beta \cdot F_o \cdot t_d \tag{7}$$

Where, $W^{1/3}$ indicates that the impulse, I, and pulse duration, td, were scaled by the cube root of the TNT equivalent explosive weight, as defined in [10]. Different exponential load functions that have the same Beta value will yield the exact same P-I and E-R diagrams. The influence of β on the three domains in P-I or E-R diagrams, as discussed next.

For an energy-based P-I diagram, the energy input and the input rate must be able to be defined accurately. It was shown in [3-5] that, for a structure subjected to a given load pulse with a duration (t_d), the input energy, input energy rate, and the energy imparted to the system can be defined by Equations (8–10).

$$E_{input} = \frac{I_{impulse}}{2 \cdot M_{mass}} = \frac{(\beta \cdot F_o \cdot t_d)^2}{2 \cdot M_{mass}} \tag{8}$$

$$E_{input_{rate}} = \frac{E_{input}}{\beta \cdot t_d} \tag{9}$$

$$E_{imparted} = \int_0^{u_{max}} kudu \tag{10}$$

Where, E_{input} is the input energy, $E_{input_{rate}}$ is the input energy rate, $E_{imparted}$ is the energy imparted to the system (absorbed energy), $I_{impulse}$ is the impulse delivered to system (area under load-time history), M_{mass} is the mass of the system, β is the load pulse shape factor that affects the rate of decay of the load pulse, as discussed later, herein. F_o is the peak load, P_o is the peak pressure (in case the load function is defined by a force), t_d is the load

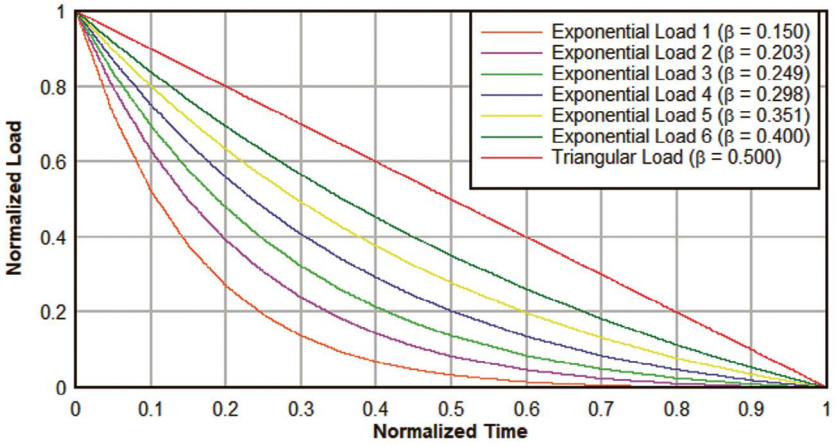


Figure 3. Beta – defined normalized load functions.

duration, and u_{max} is the maximum displacement, and/or the given response limit. The idea of an energy component spectrum was discussed previously. In the same way that the energy component spectrum was developed, an input energy spectrum can be created, with each point on the curve representing the same response limit [3-5]. The difference between the energy input to the system and the energy imparted to the system can be found by using the following equation.

$$E_{difference} = E_{input} - E_{imparted} \tag{11}$$

The energy difference spectrum is shown in Figure 4, where load pulses with shorter durations result in lower energy differences. As the energy input rate increases, less energy is needed to reach a desired response limit. This can be seen for the case where a fixed amount of energy is applied to a system and the input energy rate is changed.

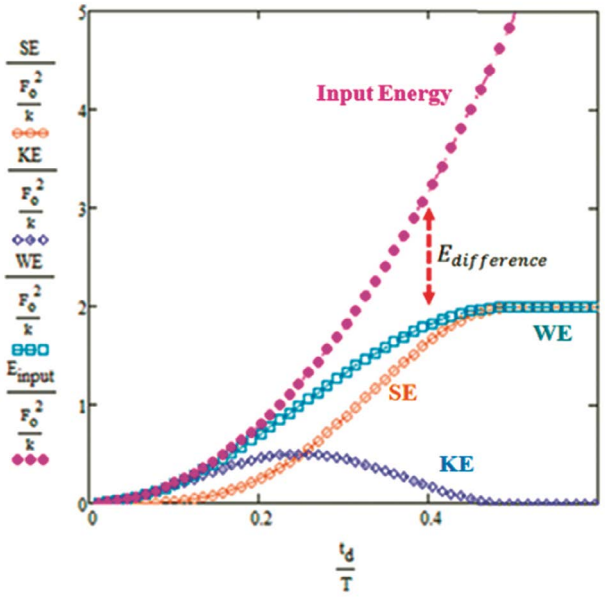


Figure 4. Energy components spectrum for a rectangular load pulse [3].

The underlying idea for the methods mentioned in this section is energy flow. The input energy, sometimes referred to as the energy input, is described as the total amount of energy that is delivered to the structural system. Some of this input energy will do work on the system, but some of it may not do work. The rate at which the input energy is delivered to the system is called the input energy rate. The input energy rate can also be referred to as the power, *P*, generated by the input energy. The amount of input energy that does work on the system is called the imparted energy. This type of energy is also commonly called the absorbed energy. Finally, the amount of input energy that does not do work on the system is called the energy difference. This value can be calculated by finding the difference between the input energy and the imparted energy. The amount of energy that is delivered from the energetic loads source determines how the structure reacts. The rate at which this energy enters the structural system is also a critical factor in determining structural response. An E-R diagram (or an energy-power, E-P, diagram) allows the user to look at how much energy and at what rate it is entering the structural system to determine the structural responses. These diagrams have only been proposed in [3-5] for simplified load pulses, so there is a need to determine if the process is the same for non-simplified load pulses on realistic structures.

4. ENERGY RATE VS. ENERGY DIAGRAMS

A typical energy-based diagram (the equivalent to a P-I diagram in the energy rate vs. energy) has the horizontal axis defined as the input energy and the vertical axis as the input energy rate. These diagrams work the same way that traditional P-I diagrams do, with combinations that fall to the right and above the curve representing the limit state has been reached. E-R diagrams allow a designer to look at the response of the structure from an energy standpoint. The dimensionless terms for the energy input and energy input rate, the axes for the E-R diagram for an undamped elastic SDOF system were defined in [3-5] by the following equations.

$$\bar{E} = \frac{E_{input}}{E_{imparted}} = \frac{\frac{I^2}{2m}}{\frac{1}{2} k\, u_{max}^2} = \frac{I^2}{k\, m\, u_{max}^2} \tag{12}$$

$$\bar{R} = \frac{E_{input_{rate}}}{E_{imparted}\omega} = \frac{\frac{(\beta F_o t_d)^2}{2m}\frac{1}{\beta t_d}}{\frac{1}{2} k\, u_{max}^2 \omega} = \frac{\beta F_o^2 t_d}{k^{\frac{3}{2}} m^{\frac{1}{2}} u_{max}^2} \tag{13}$$

$$\frac{\bar{E}}{\bar{R}} = \beta\, \omega\, t_d \tag{14}$$

Equations (12-13) can be used for deriving the E-R diagrams for any type of load pulse, as shown in Figure 5 for rectangular and triangular load pulses. One note that the impulsive asymptote shown in Figure 5 is defined by Eq. (13) that is a ratio of the rate of Einput to Eimparted times ω=2π*f*, as defined earlier herein. It shows that, at high loading rates and when the system is in the impulsive domain, this ratio approaches 1.

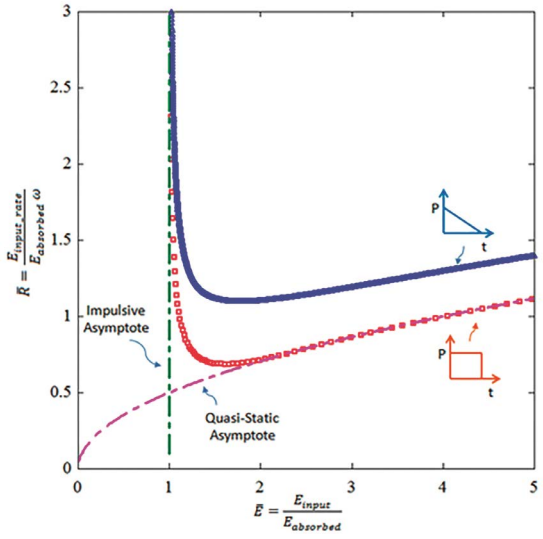
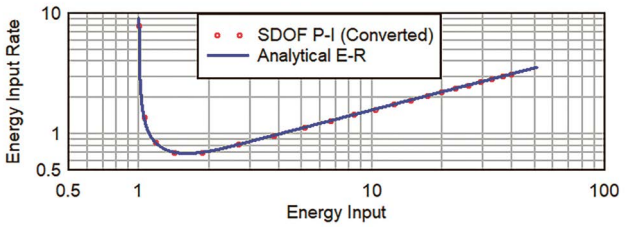
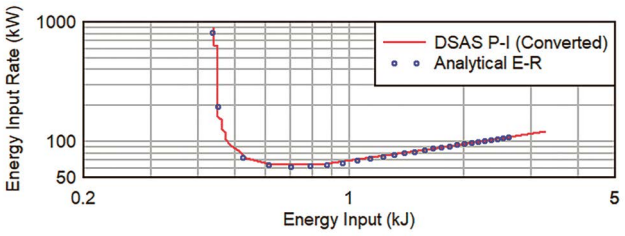


Figure 5. E-R Diagrams for rectangular and triangular loads [3].

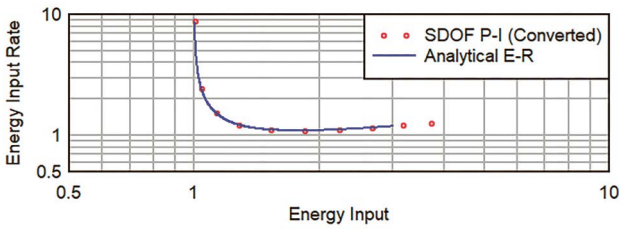


a). Converted SDOF P-I vs. Analytical E-R.

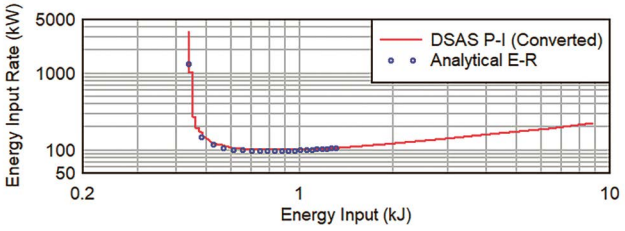


b). Converted DSAS P-I vs. Analytical E-R.

Figure 6. E-R diagram comparisons for rectangular load pulse.



a). Converted SDOF P-I vs. Analytical E-R.



b). Converted DSAS P-I vs. Analytical E-R.

Figure 7. E-R diagram comparisons for triangular load pulse.

The minimum energy required to cause a desired response is equal to the minimum energy input, the energy input value at the impulsive asymptote. For lower input energy rates, more energy is required to be delivered to the system since the energy difference is larger at lower rates. The quasi-static asymptote is no longer a straight line and is defined Equation (15).

$$\bar{R} = \frac{\sqrt{\bar{E}}}{2} \tag{15}$$

5. RESEARCH TOPICS, METHODOLOGY, AND RESULTS

5.1. Validation of P-I to E-R Conversion Equations

A P-I diagram for a beam subjected to a force pulse (as defined by its appropriate β, will be transformed to the E-R diagrams by using Equations (16) and (17) that define the energy input and its rate.

$$E_{input} = \frac{(I_{impulse})^2}{2 \cdot M_{mass}} \tag{16}$$

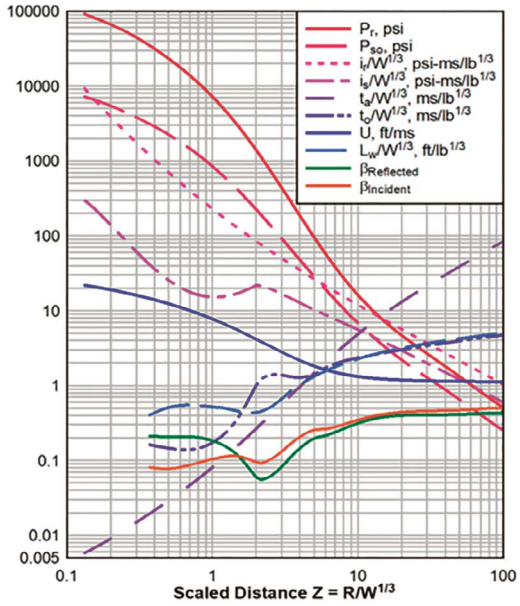
$$E_{input_{rate}} = \frac{E_{input} \cdot F_o}{E_{impulse}} \tag{17}$$

The results were validated by using the computer code DSAS [9]. Dynamic Structural Analysis Suite (DSAS) is a multifunctional structural analysis program capable of modeling the response of a wide range of structural components under static or dynamic loads. DSAS has been in development since 1979, and many publications demonstrated its capabilities. The current version is written in C# using object-oriented programming principles and supports the latest operating systems and processor technologies. The component library includes reinforced concrete beam, column, and joists, steel beams and columns, CMU and brick masonry walls, reinforced concrete slabs and boxes, wood panels, and simple or advanced mass-damper systems. It can be applied for the analyses of both above ground and underground RC boxes and include ground shock and medium-structure interaction effects. DSAS has fully nonlinear material models and includes geometric nonlinear analyses capabilities. In addition to performing time-history analyses for the various structural elements, DSAS can generate moment-curvature and resistance (load-deflection) functions for the structural components. DSAS has built-in capability to generate pressure-impulse or load-impulse diagrams for any of the components mentioned above. Since the simulations are performed in only a matter of seconds, the program is well suited for an iterative design procedure.

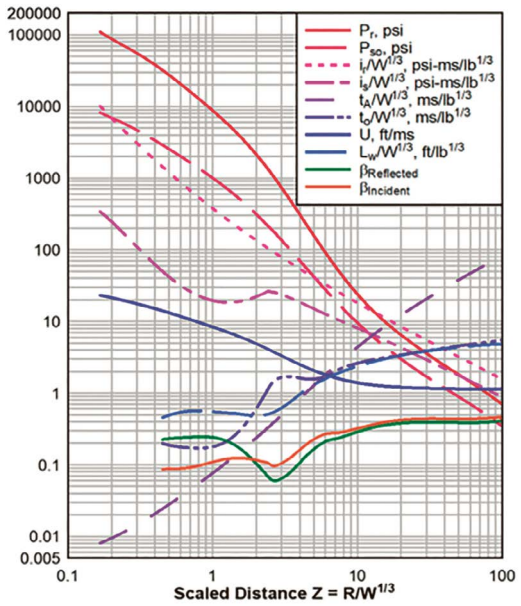
Figures 6 and 7 show the comparisons of the proposed approach with the analytical solutions and the numerical solutions derived with DSAS for rectangular and triangular load pulses. Figures 6a and 7a show the normalized (i.e., unitless axes) $\bar{R}$ vs. $\bar{E}$ curves, as defined by Equations (10) and (11). Figures 6b and 7b show the actual E-R diagrams for a given beam, where the energy input is measured in kJ and the energy input rate is measured in kW. One notes that the values obtained from the SDOF code DSAS fall along the analytical curves, and that the radius of the numerical points does not represent a data distribution (i.e., the actual data points are at the center of the plotted circles). Also, the SDOF analyses produced hundreds of output points, but only a representative number is shown in the figures for clarity.

5.2. Results for Load Pulse Shape Factor (β)

The role of the Load Pulse Shape Factor (β) was presented previously, herein, and the following discussion is aimed at illustrating how one may apply this concept.



a). Spherical detonations

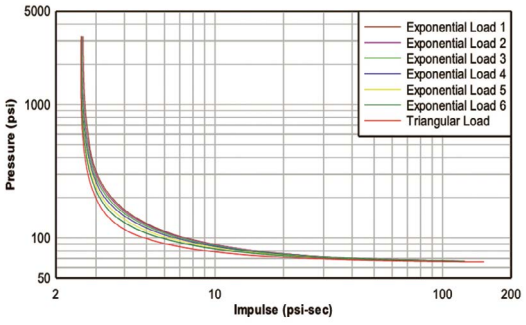


b). Hemispherical detonations

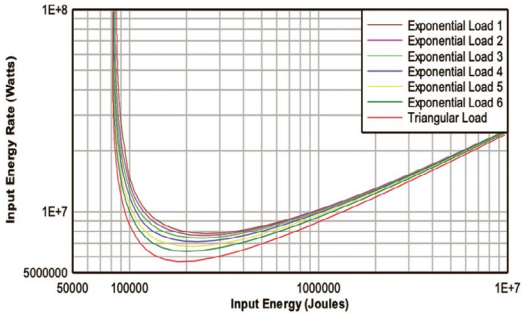
1 psi = 0.006895 MPa

1 lb = 0.4536 kg

Figure 8. Calculated β values for spherical and hemispherical detonations. [10]



a. P-I Curves



b. E-R Curves

1 psi = 0.006895 MPa

Figure 9. P-I and E-R diagrams for different load pulse shapes.

Beta in the impulsive domain: The combinations of peak load and impulse that fall within the impulsive domain land directly on the impulsive asymptote, and the calculation of the impulsive asymptote does not depend on the Beta value. Therefore, the shape of the load vs. time plot does not influence values in this range. *Beta in the quasi-static domain*: The combinations of peak load and impulse that fall within the quasi-static domain land directly on the quasi-static asymptote. The calculation of the quasi-static asymptote also does not rely on the Beta value, and the data points in this region are not affected by the Beta value. *Beta in the dynamic domain*: The combinations of peak load and impulse that fall within the dynamic domain do not land on either the impulsive or quasi-static asymptote. These values must be calculated using a numerical procedure in which the shape of the load vs. time plot is significant. Recall that a rectangular load pulse has a β = 1, and a triangular load pulse has a β = 1/2. Since each of these values yielded a different curve, it is expected that a load pulse with a Beta value will also produce a slightly different curve in the dynamic region. The dynamic domain does not have a set limit on the boundaries. While it is easy to determine the boundaries of the impulsive and quasi-static domains, by determining where the asymptotes begin, it is not as easy to set limits on the where the dynamic domain begins and ends. It is easier to define the dynamic domain since the data points do not fall in either of the other two domains. One can use Equation (6) to derive β values for spherical and hemispherical detonations and add them to the corresponding charts from UFC 3-340-02 [10], as shown in Figure 8. It should be noted that Figure 8 was extracted from [10] with the graph software DPlot [11], and the curves for β were inserted into the originals. The units used in [10] are US Standard, and the same units were kept in this study.

The load pulses, as shown in Figure 3 were analyzed with the computer code DSAS [9] to produce the corresponding P-I curves, as shown in Figure 9a. Applying Equations (16) and (17) enables one to convert these P-I curves to E-R curves, as shown in Figure 9b.

TABLE 4.
Equivalent triangular load from energy depositions.

Deposition Number	*Scaled Distance ft/lb1/3*	*Energy Input (kJ)*	*Energy Input Rate (kW)*	*Impulse (psi*sec)*	*Pressure (psi)*	*Duration (msec)*	*DSAS Result*
1	1.6	59.6	262771	1.332	5876	0.453	No Failure
2	1.4	73.9	314608	1.484	6314	0.470	No Failure
3	1.2	89.6	368977	1.634	6726	0.486	Failure
4	1.0	115.6	455101	1.855	7306	0.508	Failure

1 psi = 0.006895 MPa
1 lb = 0.4536 kg
1 ft = 0.305 m

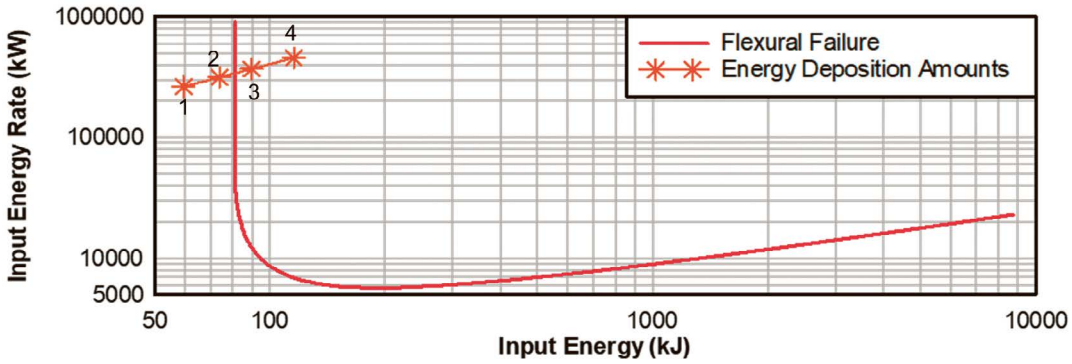


Figure 10. E-R diagram with overlaid energy deposition curve.

5.3. *Energy Flow Analysis*

It is well known that most of the energy released from an event does not reach a desired target. In the case of a hemispherical detonation, the energy waves propagate away from the detonation site in the form of an expanding hemisphere. It would be useful to designers to be able to determine how much energy will reach the structure and at what rate that energy will do so. If these values could be calculated, a designer could generate an E-R diagram for a desired response of a structure and determine whether the amount of energy released from an event will cause the desired response. One proposed way to determine how much energy will reach the structure is to calculate how much energy is released from the detonation and subtract energy losses, using thermodynamics principles. Another type of energy loss that happens is energy lost to ground shock, which has been shown to be roughly 14% of the total available energy [7]. The largest form of energy loss comes from the fact that the area of the structure that will feel the energy wave could be small compared to the overall area of the energy hemisphere. By studying the forms in which energy will be "lost," one could theoretically determine how much energy and at what rate it might reach a specific structure. This approach allows the user to analyze a structural element in the energy domain, by using the E-R diagram to determine if the load from the event could fail the element. The user would not have to determine the pressure and load duration to run a dynamic analysis, but rather could just plot the point corresponding to the energy released from the event over the E-R diagram to check for failure.

This approach is illustrated for a fixed supported reinforced concrete (RC) beam that was 6 inches wide x 12 inches deep x 15 feet long (0.152 m x 0.305 m x 4.572 m) . The concrete compressive strength was 5000 psi (34.5 MPa) and the yield strength of the steel reinforcement was 69 000 psi (475.7 MPa). The beam was reinforced with (2) #6 bars at the top and bottom of the section. Shear reinforcement was provided with #4 stirrups spaced at 12 inches (0.305 m) on center. The loading was obtained from a TNT charge that was suspended at different heights above the center of the beam. Each loading case is represented by the scaled distance, Z, as defined in Eq. (5), and the blast load characteristics were extracted from Figure 8a (i.e., spherical explosions). The pressure distribution on the top surface of the beam was calculated with the 'Loads on Structures" option in computer code ConWep [12]. That enables one to select a triangular equivalent uniformly distributed pressure vs. time that represents the actual nonuniform pressure distribution under such conditions. The RC beam was analyzed with the computer code DSAS [9] that provides the dynamic responses in the time and P-I domains. Then, the P-I values were transformed to E-R values by Equations (16) and (17). In this example, four energy deposition cases (i.e., energy magnitude and its flow rate for the corresponding scaled distances) are shown in Table 4.

Plotting these energy deposition cases on the E-R diagram for the beam in Figure 10 show which points could cause the flexural failure. One notes from Figure 10 that energy depositions 1 and 2 would not cause failure, while energy depositions 3 and 4 would cause the failure. Once the E-R diagram is created, dynamic analyses are not needed to determine the level of structural response. Connecting the load points creates a load path curve in E-R units whose intersections with E-R diagrams defines failure conditions, as shown in Figure 10. Only the amount of input energy and input energy rate that reach the structural element from an energy releasing event need to be known to analyze the structure.

6. CONCLUSIONS

This study was aimed at validating the conversion equations from P-I data to E-R data and applying the methodology to more realistic scenarios. The conversion equations were successfully validated by comparing multiple cases using converted P-I data from DSAS and the analytical based energy solutions. Another focus in this research was to determine the role that the load pulse shape factor β in the calculation of P-I and E-R diagrams. It was found that different β values yielded slightly different P-I and E-R diagram throughout the dynamic region. However, the asymptotes for all the cases still converged to the same value, regardless of the β value, showing that β only plays a significant role in the dynamic domain region. This is an interesting finding that, if the loading is mostly impulsive, enables the user to apply simple load pulses to determine P-I or E-R diagrams. The simplified load pulses allow for a more efficient process in creating the diagrams, and their use can be justified if the region near the asymptotes are of more interest due to the given loadings. The final aspect of this research was to examine more realistic scenarios using the E-R diagram approach. This was done by creating an E-R diagram for a flexural failure of a beam. A series of "load points," or energy depositions, were plotted on the same graph as the E-R diagram. The four energy depositions were transformed to pressure vs. time plots using the P-I to E-R conversions equations. These loads were checked with the computer code DSAS to ensure the expected results from the E-R diagram. Each of the four points caused the beam to react, as expected. Two of the load points (i.e., energy depositions) did not cause a failure, while the other two loads caused failure. This confirmed that the approach is valid and can be used to analyze a structural element, based on energy flow conditions.

Acknowledgement

The authors wish to acknowledge the generous support from AFRL/RW for this study.

References

[1] Willems, K., and Krauthammer, T., "An Energy Flow Based Approach to Structural Response Assessment," Final Technical Report on Contract FA8651-15-D-0310 Task 1, to Air Force Research Laboratory (AFRL/RWML), CIPPS-TR-002-2018, Center for Infrastructure Protection and Physical Security, University of Florida, Limited Distribution under Statement D, August 2018.

[2] Biggs, J. M., *Introduction to Structural Dynamics*, New York, NY, McGraw-Hill Book Company, 1964.

[3] Tsai, Y.K., and Krauthammer, T., "Energy Based Load-Impulse Diagram for Structural Elements," Technical Report CIPPS–TR-002-2015, Center for Infrastructure Protection and Physical Security, University of Florida, April 2015.

[4] Tsai, Y.K., and Krauthammer, T., *Energy Based Load-Impulse Diagrams*, Engineering Structures, Vol. 149, pp. 64-77, October 2017.

[5] Tsai, Y.K., and Krauthammer, T., *Energy Based Load-Impulse Diagrams with Multiple Failure Modes for Blast-Loaded Reinforced Concrete Structural Elements*, Engineering Failure Analysis, Vol. 104, pp. 830-843, 2019.

[6] Baker, W.E., Cox, P.A., Westine, P.S. , Kulesz, J.J., and Strehlow, R.A., *Explosion hazards and evaluation*, Amsterdam, NY, Elsevier Scientific Pub Co, 1983.

[7] Krauthammer, T., *Modern Protective Structures*, CRC Press, Taylor and Francis Group, 2008.

[8] Krauthammer, T., Astarlioglu, S., Blasko, J., Soh, T.B., and Ng, P.H., *Pressure-Impulse Diagrams for the Behavior Assessment of Structural Components, International Journal of Impact Engineering*, pp. 35:771-83, 2008.

[9] Astarlioglu, S., and Krauthammer, T., "Dynamic Structural Analysis Suite (DSAS)," User Manual, Version 4.0, Technical Report CIPPS–TR-002-2012, Center for Infrastructure Protection and Physical Security, University of Florida, March 2012.

[10] DOD, "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions," Unified Facilities Criteria (UFC), UFC 3-340-02, 5 September 2008, Change 2, 1 September 2014.

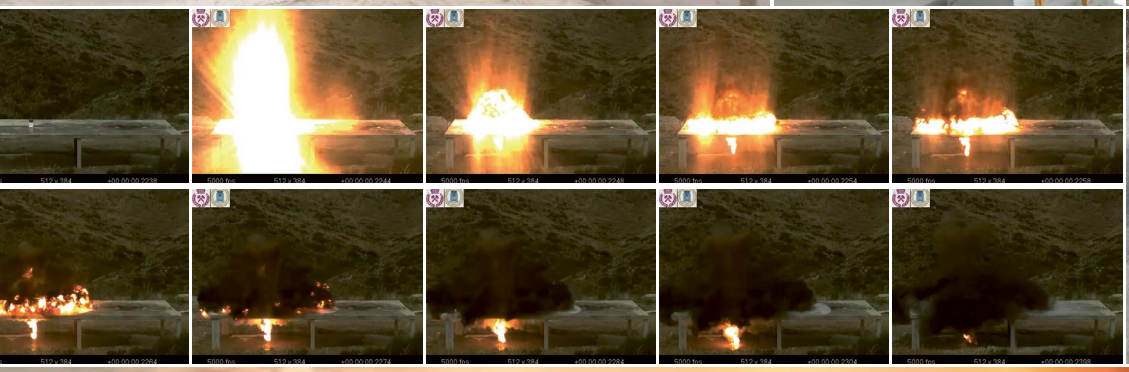
[11] DPlot, https://www.dplot.com/index.htm

[12] Hyde, D.W., User Guide for Microcomputer Program ConWep, Application of TM 5-855-1, "Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons", Instruction Report SL-88-1, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, April 1988 (Revised 22 February 1993).










fhecor
blast engineering

2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

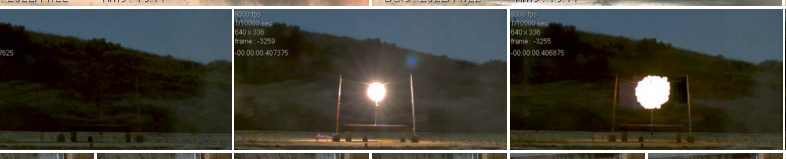
Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

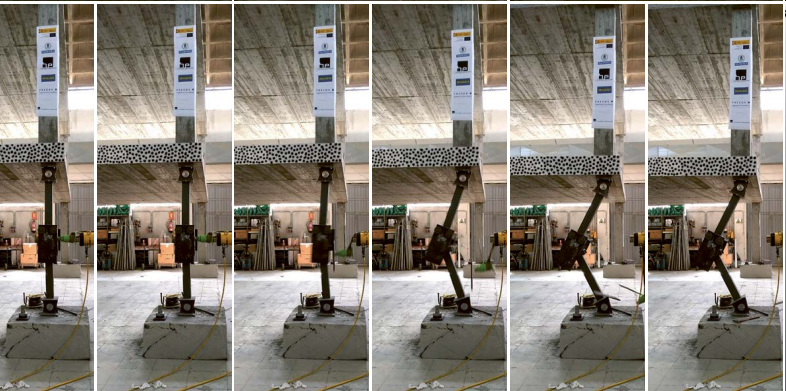
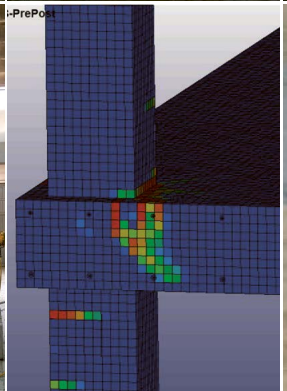
Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17

Date : 2022/11/22
2000 fps
1/3000 sec
Time : 13:17





PrePost

a world of structures fhecor

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2026.4208

Experimental Measurement of the Response of a Linear Elastic Structure to Blast Loading. Validation of Load Models and Simplified Analysis Methodologies

Medición experimental de la respuesta de una estructura elástica lineal sometida a cargas por explosión. Validación de modelos de carga y metodologías de análisis simplificadas.

M. Chiquito[a,*], A. Pérez-Caldentey[b,c], A.P. Santos[a], R. Castedo[a], L.M. López[a], D. Cendón[b], F. Gálvez[b]

[a] *E.T.S.I. de Minas y Energía. Universidad Politécnica de Madrid. España.*
[b] *E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.*
[c] *FHECOR Consulting Engineers*

Recibido el 15 de marzo de 2026; revisado el 29 de abril de 2026, aceptado el 1 de julio de 2026

ABSTRACT

This paper focuses on part of the experimental program of research project ITSAFE. ITSAFE is a project, aimed at developing a response methodology to a bomb threat occurring inside an important transport infrastructure. Such a methodology was felt to be an urgent need by security officials who were interviewed during a previous project, as a basis for fast decision-making when facing a given threat.

The first part of the project, which is the focus of this paper, consisted in evaluating by measurement the effect of the action. This has been done by designing a steel structure able to resist three different levels of blast load exhibiting a linear elastic response. In this way it is possible, not only to directly measure the pressure wave attaining the structure, but also to assess whether or not the response of the structure is consistent between the measured time-pressure curves, theoretical dynamic calculations and finite element numerical models using LS-DYNA. This evaluation is greatly simplified and made more accurate by the fact that the response is linear elastic. Results show that it is possible to approximate the problem with some confidence, both by numerical and analytical methods.

KEYWORDS: Blast loading, pressure measurements, structural response, high frequency dynamic measurements.

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

RESUMEN

Este artículo se centra en una parte del programa experimental del proyecto de investigación ITSAFE. ITSAFE es un proyecto orientado a desarrollar una metodología de respuesta ante una amenaza de bomba que ocurra dentro de una infraestructura de transporte importante. Dicha metodología es muy necesaria para permitir una toma de decisiones rápida por parte de los responsables de seguridad en caso de una amenaza concreta.

La primera parte del proyecto, que será el objeto de este artículo, se centró en evaluar mediante mediciones el efecto de la acción. Esto se llevó a cabo diseñando una estructura de acero capaz de resistir tres niveles diferentes de carga por explosión, mostrando una respuesta elástica lineal. De esta manera, es posible no solo medir directamente la onda de presión que alcanza la estructura, sino también evaluar si la respuesta de la estructura es coherente entre las curvas presión-tiempo medidas, los cálculos dinámicos teóricos y los modelos numéricos de elementos finitos utilizando LS-DYNA. Esta evaluación se simplifica considerablemente y se hace más precisa gracias al hecho de que la respuesta es elástica lineal. Los resultados muestran que es posible aproximar el problema con cierto grado de confianza, tanto mediante métodos numéricos como analíticos.

PALABRAS CLAVE: Cargas de explosion, medición de presiones, respuesta estructural, mediciones dinámicas de alta frecuencia.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: maria.chiquito@upm.es (María Chiquito)

How to cite this article: Chiquito, M., Pérez-Caldentey, A., Santos, A.P., Castedo, R. López, L.M., Cendón, D., & Gálvez, F. (2026). Experimental Measurement of the Response of a Linear Elastic Structure to Blast Loading. Validation of Load Models and Simplified Analysis Methodologies. *Hormigón y Acero*. 77(308):17-28. https://doi.org/10.33586/hya.2026.4208

1. INTRODUCTION

In the last decades, the necessity to understand the response mechanism to blast loading of different types of structures and the need for new protective solutions has become more pressing. This is due to the increased risk that structures may be subjected to blast loads due to accidental events or intentional terrorist attacks. For instance, the Global Terrorism Index 2026 indicates a 280% increase in terrorism-related deaths in 2025 [1]. Methods for analysis of the structural responses to blast loads can be categorized into three main approaches: simplified analytical methods, numerical simulations, and experimental tests [1,2].

Analytical methods are commonly used to predict the global response of a structure subjected to blast loading. These methods include the idealization of the structure by using a single degree of freedom (SDOF) or multi degree of freedom (MDOF) systems. Biggs [2] has systematically studied the maximum displacement response spectra of the SDOF system under triangular loading, which is a simplification that can be used to model bast loading. These results have been widely adopted for global damage assessment of the structural response to blast loading in the early design [3–5]. However, this analytical method is unable to account for secondary modes of vibrations. Therefore, numerical methods such as finite element method (FEM) appear as a good alternative to predict the structural response under blast loads more accurately. There are many different available codes capable of reproducing both, the blast wave pressure as well as the structural behaviour. All of them can provide good results when compared to experimental tests. For this reason, many authors have studied blast effects on structures by means of numerical modelling [6–9]. However, blast is a highly dynamic phenomenon with a very short duration and very fast propagation of strain waves which complicates the analysis and understanding of the problem. Moreover, the variations in scenarios and structural typologies, etc. are very large, making it necessary to validate the numerical results by means of experimental tests.

There have been many experimental programs aimed at the evaluation of the resistance of structures to blast loads [10,11]. However, in many cases, these experimental programs are intended to damage the tested structure, and it is not easy to obtain detailed information regarding the applied load from the measurement of the structural response. Most of the experiments are designed to test different types of retrofitted elements by comparing them with non-reinforced elements [12–14]. On the contrary, the tests presented in this paper were aimed at evaluating the action by measuring the response of a simple structure.

This paper focuses on part of the experimental program of research project ITSAFE. ITSAFE is a project, sponsored by the Spanish Ministry for Economy and Competitivity. It is aimed at developing a response methodology to a bomb threat occurring inside an important transport infrastructure, such as an airport terminal. For such cases, the magnitude of the explosive loads is assumed to be limited to that which can be transported in a backpack, which can easily be introduced inside an infrastructure. Such a methodology was felt to be an urgent need by security officials who were interviewed during a previous project, as a basis for fast decision-making when facing a given threat. In the following sections, the process of designing the specimen, and the test results will be detailed. Design was carried out using very simple procedures based on a single degree of freedom system. For this purpose, a steel structure was designed to withstand three different levels of blast load exhibiting an elastic response. In this way it was possible not only to directly measure the pressure wave attaining the structure, but also to assess whether the response of the structure is consistent with the measured pressure-time curves. The uncertainties in modelling and the number of parameters involved were greatly reduced by the fact that the response is linear elastic and the material behaviour well known.

The paper discusses the design of the specimen, summarizes the results of the tests, and compares the predictions of a finite element model with the experimental values.

2. DESIGN OF THE TEST SPECIMENS AND PRELIMINARY BEHAVIOUR PREDICTIONS

It was decided that a simply supported element with a relatively significant area would be the easiest to analyse. The explosive load could be placed over the element and measuring devices could be placed under the element which would act as a protective shield for the sensors. After some preliminary analyses, the geometry shown in Figure 1 was adopted. The structure consisted of three HEB-360 steel profiles of 4.00 m span, on which a 40 mm thick steel plate of 4500 mm length and 2388 mm width was welded. In addition, the profiles were joined by a transversal diaphragm formed by vertical and horizontal 10 mm stiffener plates welded to the profiles in the area of the supports to ensure proper load transfer. The material used for the construction was S275 steel for the steel beams and stiffeners and S355 steel for the top plate.

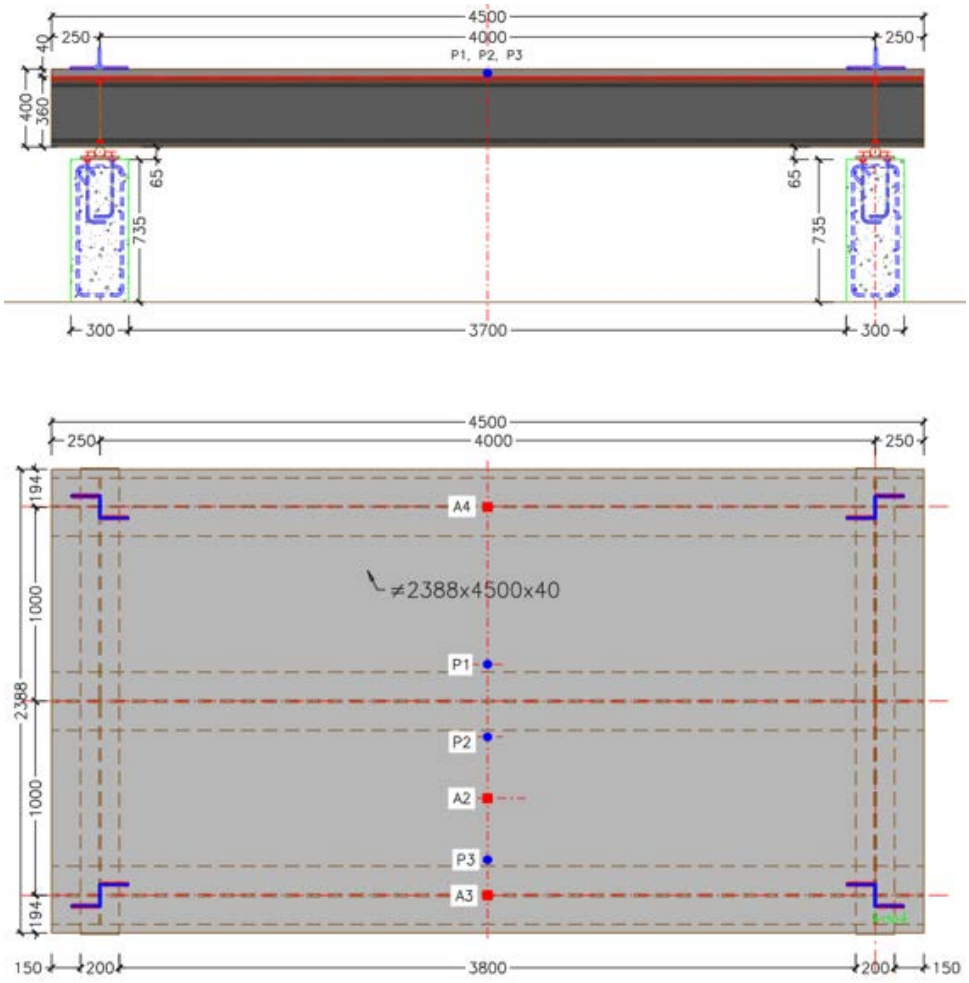


Figure 1. Test specimen. a) plan view; b) front view (units: mm).

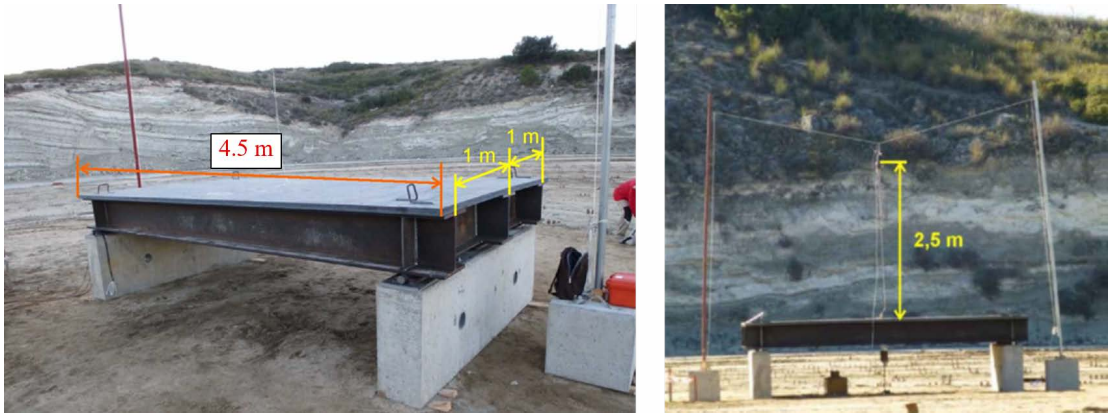


Figure 2. View of the specimen before testing.

The specimen was subjected to four different explosion tests. For this purpose, three spherical shaped blast loads of 0.8 kg, 2.0 kg (two tests) and 3.2 kg of TNT equivalent were used. In all cases, the charge mass was placed hanging from a rope at a distance of 2.5 m from the centre of the top face of the steel plate of the specimen. Figure 2 shows the set-up of the specimen before testing.

The monitoring used is represented in Figure 3 and Figure 4 (see also Figure 1) which shows the position of three piezoelectric pressure gauges (mounted on the upper face of on the top plate) with a sampling rate of 500 kHz and a sensitivity of 10 mV/PSI (P1, P2 and P3), as well as four accelerometers with a range of 5000 g, a resolution 0.02 g and a resonance frequency greater than 100 kHz) (A1 through A4). Additionally, the deflection was measured by means of a high frequency laser (MEL M70LL with a measuring frequency of 100kHz). This measurement is very important as it is not an easy task to obtain reliable values of deflections by double integration of accelerations since it involves correcting drift and filtering frequencies. Having an independent reference of direct meas-

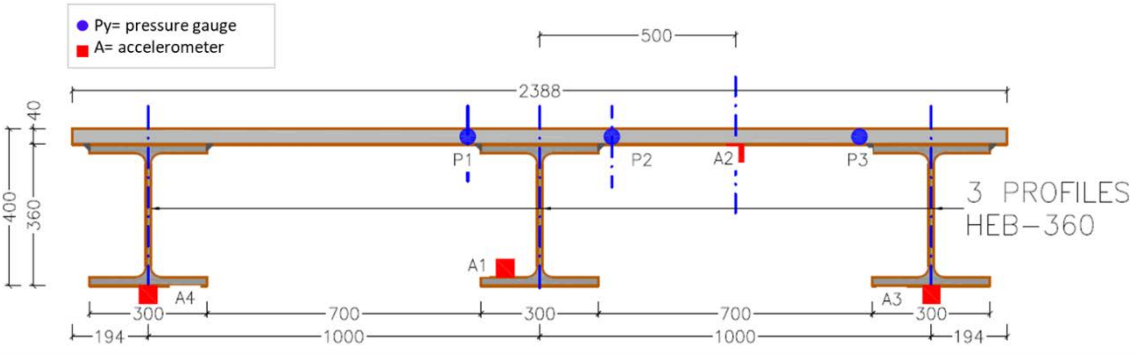


Figure 3. Mid-span transversal section: Details of monitoring used.

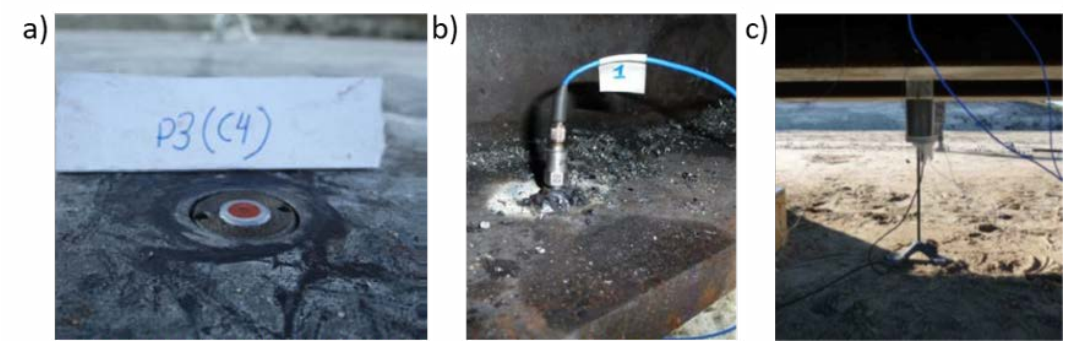


Figure 4. Measuring devices used in the test: a) pressure transducer; b) accelerometer; c) high frequency laser.

urement of deflections is therefore a very valuable aid. Additionally, the test was filmed using a high-speed camera with a frame speed of 8000 frames per second.

The response of the structure was evaluated in a simplified manner using a single degree of freedom system. This methodology was used for the design of the specimens and the expected behaviour was then evaluated using an LS-DYNA model, in order to have a more precise evaluation.

In summary, the simplified analysis methodology described in [15] is carried out in the following four steps:

1. Determine an equivalent single degree of freedom (SDOF) system representative of the structure (See Figure 5). This can be done following, for instance, the methodology of Biggs, 1964 [2]. Given an assumed shape function $\phi(x)$, describing the displacements of the structure, $\delta(x)$, divided by the displacement at the point of maximum deflection, δ_{max}, ($\phi(x)=\delta(x)/\delta_{max}$), the equivalent mass M_E, the equivalent applied load P_E, and the equivalent stiffness K_E, of the SDOF are given – from considerations of equivalence of energy between systems – by the expressions of Eq. (1). These expressions are applied to the case of a beam of constant distributed mass, m, along the x-axis of the element and subjected to a constant distributed load, q, to which the steel structure will be assimilated. The values of K_M and K_L are provided in many textbooks for different support conditions and load patterns. In the case of the structure being tested, assuming it can be assimilated to a simply supported beam, the values for these coefficients are $K_L=2/\pi\sim0.64$ and $K_M=0.50$. Also, for a simply supported beam, constant $k=5/384$. The first natural period, T_E, of the SDOF system is determined using Eq. (2).

$$M_E=\int_0^L m(x)\phi^2(x)dx \rightarrow M_E=K_M mL$$

$$P_E=\int_0^L q(x)\phi(x)dx \rightarrow P_E=K_L qL \quad (1)$$

$$K_E=\frac{P_E}{\delta_{max}}=\frac{K_L qL}{k\frac{qL^4}{EI}}=\frac{K_L}{k}\frac{EI}{L^3}$$

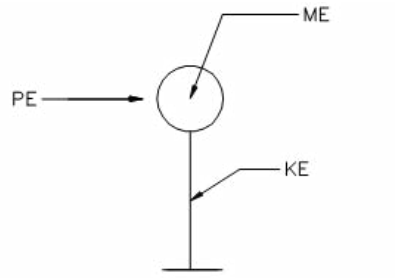


Figure 5. Single degree of freedom system.

$$T_E=2\pi\sqrt{\frac{M_E}{K_E}} \quad (2)$$

2. Determine the load acting on this system. For this, the blast load is assimilated to a triangular pressure-time load which has the same impulse as the positive phase of the pressure-time curve (see Figure 6). The negative phase of the pressure-time curve is neglected. This load is determined from the UFC 3-340-02 Manual [16]. The maximum reflected pressure $P_{r,\alpha}$ [kPa] is determined for a given angle of incidence of the pressure front with respect to the surface of

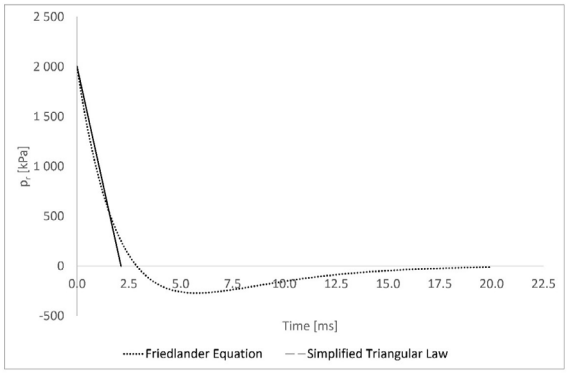


Figure 6. Friedlander curve and simplified triangular law.

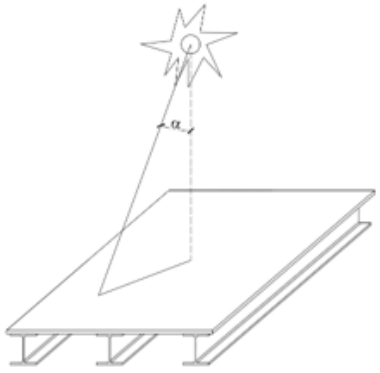


Figure 7. Definition of angle of incidence, α.

the structure. Then, the scaled impulse, $i_{r,\alpha}$ (i.e. the impulse divided by the cubic root of mass of the explosive) is also determined depending on the angle of incidence (see Figure 7), which for the simplified analysis is taken as 90°(the FEM analysis, however, accounts for the varying distance and the incidence angle, using the formulation of [16], which is implemented as a standard feature in LS-DYNA). Finally, the duration of the triangular pressure-time curve is determined from the scaled impulse, $i_{r,\alpha}$ by applying Eq. (3).

$$t_{rf} = \frac{2i_{r,\alpha}}{P_{r,\alpha}} \sqrt[3]{m} \tag{3}$$

3. Using the expressions for the behaviour of a SDOF system subjected to triangular loading, the Dynamic Load Factor (DLF), that is, the ratio of the dynamic to static deflection, can be determined. A solution for this problem is given in Biggs, 1964 [2] and reproduced herein (see Eq. (4)).

$$\omega = \frac{2\pi}{T_E}$$

$$DLF = 1 - \cos\omega t + \frac{sin\omega t}{\omega \cdot t_{rf}} - \frac{t}{t_{rf}} \quad \text{if} \quad t \le t_{rf} \tag{4}$$

$$DLF = \frac{1}{\omega \cdot t_{rf}} \left[sin\omega t - sin\omega (t - t_{rf}) \right] - cos\,\omega t \quad \text{if} \quad t > t_{rf}$$

4. Determine the deflections and forces from a static analysis using a load equal to $P_{r,\alpha} \times DLF$.

For illustrative purposes, this analysis is detailed for the 2.0 kg TNT equivalent load. The central beam is considered as a simply supported structure. The equivalent SDOF system is determined assuming the behaviour of the structure can be assimilated to that of the central beam with the section shown in Figure 8. The width of 909 mm corresponds to the effective width according to EN 1993-1-5:2006 [17].

$$b_{eff} = 2b_0 \frac{1}{1 + 6.4\frac{b_0}{L}} = 2 \times 0.5 \; \frac{1}{1 + 6.4\left(\frac{0.5}{4}\right)} = 0.909\ m \tag{5}$$

In Eq. (5), b_0 is half the distance between beams and L is the distance between points of zero bending. b_{eff} is used to determine the inertia of the section (I_y). The area A (which will be used to determine the mass), includes the full width assigned to the central profile.

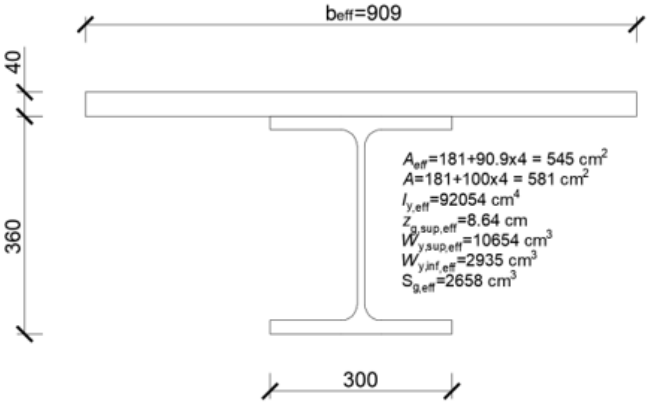


Figure 8. Cross section and geometrical properties of the central beam.

From Eqs. (1) and (2) and the cross-section properties of Figure 8, the fundamental eigen-period of the system can be calculated:

$$M_E = K_M mL = 0.5 \times 0.0581 \times 7.85 \times 4 = 0.912\ t$$

$$K_E = \frac{K_L}{k}\frac{EI}{L^3} = \frac{0.64}{\frac{5}{384}} \frac{\times 2 \times 92054}{4^3} = 141395\ kN/m \tag{6}$$

$$T_E = 2\pi\sqrt{\frac{M_E}{K_E}} = 2\pi\sqrt{\frac{0.912}{141395}} = 0.016\ s$$

The first natural period is therefore close to 16 ms, which corresponds to a frequency of 62.5 Hz.

Table 1 contains the data necessary to obtain the displacements for each test according to the equivalent SDOF system: mass of explosive (TNT equivalent), m, distance of charge to the top plate surface, d, scaled distance, Z, reflected pressure, P_r, duration of the equivalent triangular load, t_{rf}, reflected impulse, i, dynamic load factor, DLF, equivalent load to be applied to the SDOF system, P_E, and maximum deflection obtained by dividing the equivalent load by the equivalent stiffness (K_E=141395 kN/m). Table 2 contains the maximum resulting forces applied on the structure (bending moment, M_{max}, and

TABLE 1.
Summary of expected results from simplified analysis: deflections.

Test #	*m* *[kg]*	*d* *[m]*	*Z* *[m/kg$^{1/3}$]*	*P_r* *[kPa]* [16]	*t_{rf}* *[ms]* [16]	*i* *[kN.ms]* Eq. (3)	*DLF* Eq. (4)	*P_r × DLF* [kPa]	*PE* *[kN]* Eq. (1)	*δ* *[mm]*
1	0.8	2.5	2.693	265	1.15	152.3	0.224	59	152	1.07
2/3	2	2.5	1.984	643	0.94	345.1	0.183	118	301	2.13
4	3.2	2.5	1.697	1137	0.77	439.1	0.151	172	443	3.11

TABLE 2.
Summary of expected results from simplified analysis: forces and stresses.

Test #	*M_{max}* *[kNm]*	*V_{max}* *[kN]*	*σ_{sup}* *[MPa]*	*σ_{inf}* *[MPa]*	*τ_{max}* *[MPa]*
1	118.74	118.74	-11.15	40.45	26.64
2/3	235.34	235.34	-22.11	80.16	52.80
4	343.37	343.37	-32.25	116.96	77.04

shear force, V_{max}) as well as the normal stresses at the top and bottom of the section (σ_{sup} and σ_{inf}) and the maximum shear stress (at the neutral axis), τ_{max}. To determine the maximum moment and shear, the equivalent distributed load is determined from the expression shown in the following equation:

$$q = P_r \times DLF \times 2b_0$$
$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} \quad V_{max} = \frac{qL}{2} \tag{7}$$

Such an analysis can be carried out quite easily, as can be seen, and should always be the first approximation used to validate more complex procedures. From the stresses obtained in this table it is clear that the behaviour of the structure remains within the elastic range.

3. TEST RESULTS

Four tests referred to as E1 to E4 were finally carried out. This is because test number two (E2), with a blast load of 2.0 kg of TNT equivalent mass, was repeated due to a malfunction of some of the sensors.

Figure 9 shows a sequence of images taken by a high-speed camera producing 8000 images per second. These images allowed to visualize the pressure front and measure the arrival time of the shock wave to the structure's surface.

Regarding the results measured using pressure sensors and accelerometers, the acceleration-time and pressure-time curves registered for one of the tests are given, as examples, in Figure 10. These correspond to Test E1 (0.8 kg of TNT equivalent mass).

3.1. Pressure results

A more comprehensive view of pressure results is provided in Table 3. The table provides the mass of the explosive in TNT equivalent, W_{TNT}, the distance from the explosive to the top of the structure, d, the scaled distance, Z, the measured peak reflected pressure corresponding to the positive phase, $P_{r,exp}+$, the impulse of the positive phase, $I_{r,exp}+$, the duration of the positive phase, $t_{0,exp}+$ (note that this value is different from the t_{rf} value for the equivalent triangular pressure diagram used above for the SDOF equivalent model) and the arrival time t_a. Some of the sensors did not record proper signals during the test and hence are not listed in Table 3. Furthermore, the pressure and impulse data from the P1 and P3 sensors in tests E3 and E4 were considered less reliable due to a problem detected in the signal feed. However, this problem did not affect the arrival times (t_a).

TABLE 3.
Results from pressure sensors.

Tests	*E1*		*E2*		*E3*		*E4*		
Sensor	P1	P3	P2	P1	P2	P3	P1	P2	P3
W_{TNT} (kg)	0.8	0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	3.2	3.2	3.2
d (m)	2.5	2.6	2.5	2.5	2.5	2.6	2.5	2.5	2.6
Z (m/kg$^{1/3}$)	2.7	2.8	2.0	2.0	2.0	2.1	1.7	1.7	1.8
$P_{r,exp}+$ (kPa)	240.8	179.4	673.0	-	841.3	-	-	1393.0	-
$I_{r,exp}+$ (kPa.ms)	134.8	111.8	299.1	-	329.6	-	-	436.0	-
$t_{0,exp}+$ (ms)	2.1	1.9	1.7	1.7	1.7	1.9	1.5	1.4	2.0
t_a (ms)	3.2	3.5	-	2.3	-	2.6	2.0	-	2.2



Figure 9. Sequence of images of test number 4 (3.2 kg TNT equivalent) taken with the high-speed camera.

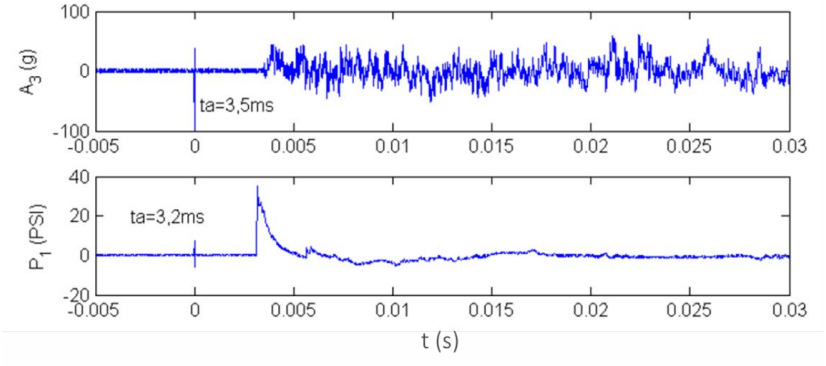


Figure 10. Example of acceleration-time and pressure-time histories (test E-1).

A comparison between these values and the values provided by the UFC 3-340-02 Manual [16] is provided in Figure 11. It can be seen that good agreement is obtained between measured and UFC 3-340-02 values. The measured values also match the orders of magnitude estimated in Table 1, especially in terms of the reflected impulse which is the most significant parameter.

3.2. *Acceleration results*

In all tests, four measurements were obtained, except in test E2 where only sensors A2 and A4 produced recordings. In the recordings obtained in test E1, where the explosive mass was the lowest, no drift or direct current (DC) offset was visible. In tests E2 and E3, with an intermediate explo-

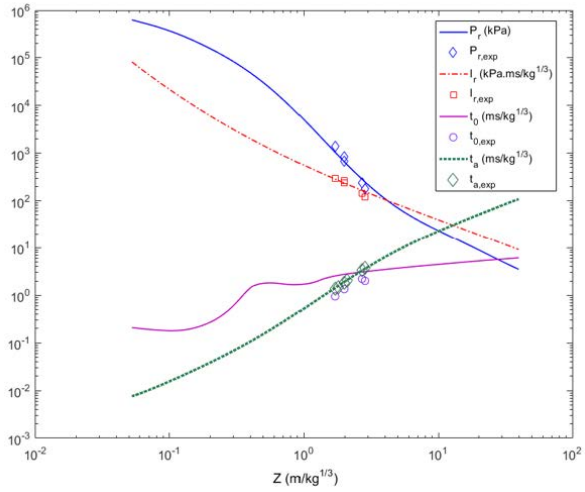


Figure 11. Comparison between measured values and the curves provided by UFC 3-340-02 [16].

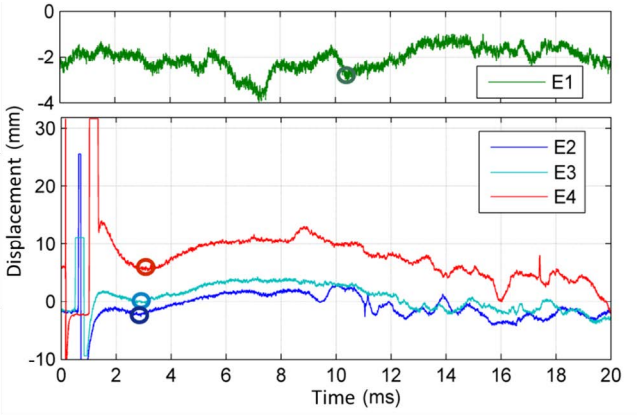


Figure 12. Raw displacement signals; E1 test in the upper graph and E2 to E4 tests in the lower graph.

sive load, the quality of the signals decreased and the signals with sensor A2 reached saturation at certain times; sensors A1 and A3 did not record any events in test E2. In test A4, with the highest load, the signals from sensors A2 and A4 had a strong drift that caused saturation for most of the recording. These signals were discarded for further analysis, together with the acceleration obtained with A3 which, except in the first instants (times less than 8 ms), measured a constant acceleration of about 250g.

Table 4 shows the peak values, positive and negative, of acceleration obtained in the first stages of the test (times less than 20 ms). Contrary to what might be expected, in three signals (records with A2 and A4 in test E2 and signal with A1 in test E3) the highest acceleration in absolute value is obtained when the structure moves upwards, while in the rest of the records the acceleration peak is obtained when the panel moves downwards.

TABLE 4.
Acceleration results.

Test	*Sensor*	*Acceleration (g)*	
		Negative (upwards)	*Positive (downwards)*
E1	A1	-90.4	124.6
	A2	-125.3	155.3
	A3	-52.1	60.8
	A4	108.1	114.7
E2	A2	-502.5	486.4
	A4	-405.7	351.2
E3	A1	-384.4	173.8
	A2	-433.7	473
	A3	-379.8	443.3
	A4	-428.9	451.9
E4	A1	-245.7	424.9

3.3. *Displacement results*

The displacement-time histories obtained with the high frequency laser in the four tests are shown in Figure 12. In test E1, the time baseline was different from the rest of the tests and the displacement had an offset of -2 mm (Figure 12, upper graph). In the first moments of the recordings obtained in tests E2, E3 and E4 (lower graph), atypically high displacements were obtained, probably due to the fireball blinding the laser signal. After about 3 ms, this effect disappeared, and the laser measured the displacement experienced by the panel; this instant is marked with a circle in Figure 12. In test E1 (Figure 12, upper graph), in which the time origin was unknown and cannot be related to any event in the test, it seems that the start of the panel movement occurred after about 10 ms; note that from this instant onwards the recording has a similar shape to that of tests E2, E3 and E4 (lower graph). There was also an offset in the displacements obtained in tests E3 and E4 with respect to those measured in E1 and E2, so that the displacement in tests E2 and E3, in which 2 kg were used, is different.

Figure 13 shows the processed displacement signals. The noise presented in the displacement measurements has been smoothed using a weighted local regression with a band window of 5 % of the signal length. The signals have been normalised with respect to the displacement and time of the points marked in Figure 12.

The half-period of the processed displacement varies between 9.5 ms (tests E1, E2 and E3) and 10.6 ms (test E4), which corresponds to a frequency of about 50 Hz. This value is close to the frequency calculated above for the first vibration mode of the whole structure. The maximum displacement values have been obtained from the maximum of the quadratic function fitted to the positive part of the record; these values are shown in Table 5. Table 5 shows two values, the absolute maximums and the maximums obtained by ignoring local variations in registries of E2 and E4, which are attributed to signal noise, since the plate should deform following a fairly smooth sine curve with the estimated period. These values are given as

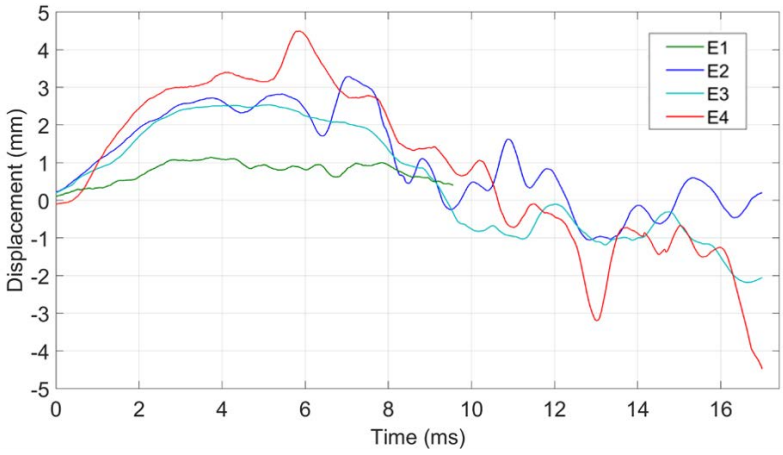


Figure 13. Processed displacement signals.

"softened in the table." These softened values agree reasonably well with the values estimated in Table 1 (as shown numerically in Table 6, below).

TABLE 5.
Result of maximum displacement.

	Test			
	E1	***E2***	***E3***	***E4***
Displacement (mm)	1.05	3.29	2.53	4.50
Softened displacement (mm)	0.95	2.70	2.53	3.20

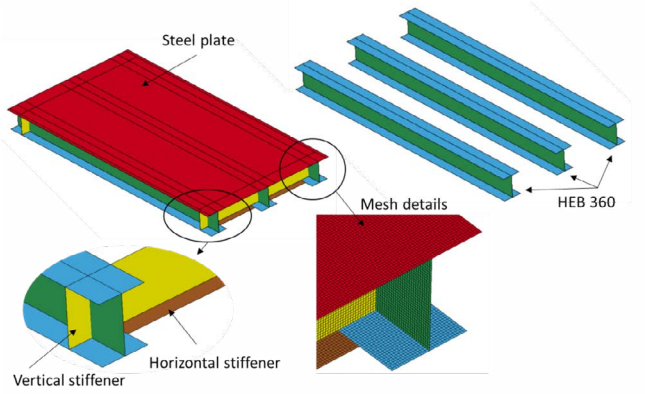


Figure 14. Details of the geometrical model.

4. NUMERICAL MODEL

In addition to the simplified predictions obtained with the SDOF system, a finite element (FE) model was developed using the LS-DYNA code. The objective was to assess whether or not the response of the structure is consistent between the measured displacement-time histories, theoretical dynamic calculations, and finite element numerical models.

The model geometry is shown in Figure 14. The steel plate and the three steel profiles were modelled as well as the support diaphragms, formed by the horizontal and vertical stiffeners welded to the longitudinal beams and to the top plate. The numerical model was built using shell elements. This type of element helps to reduce the computational time, without losing precision in the calculation.

Regarding the mesh size, a mesh sensitivity test was conducted, as the accuracy of the numerical result is dependent on the mesh size. A constant ratio for the mesh refinement was used starting with 20 mm, then 10 mm and finally 5 mm. The same mesh size was used for all elements as shown in Figure 14. The study was conducted for tests E2/E3 where the explosive mass detonated was 2kg of TNT equivalent. After checking the maximum displacement results, a difference of 0.001 mm (an error smaller than 0.05%) could be observed between the two smallest mesh sizes (see Figure 15), so 10 mm was finally used in the numerical models.

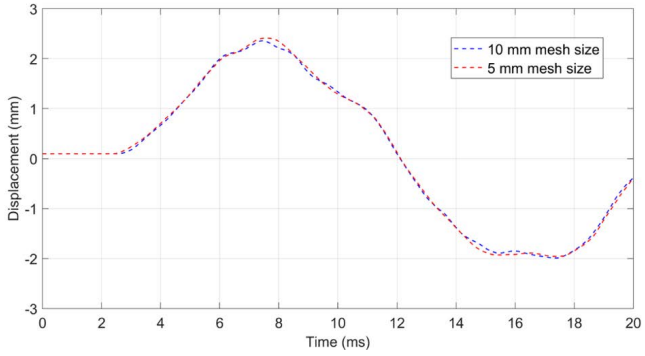


Figure 15. Result of displacement obtained in test E2/E3 for the mesh sensitivity test.

Since the structure was built using steel, an elasto-plastic material was used in the numerical simulation. However, the plastic branch is not expected to play a role here. This material model is defined in LS-DYNA using the piecewise linear plasticity material type 24. The mechanical properties needed to define the material model were the material density (7850 kg/m³), Young's modulus (210 GPa), Poisson's ratio

(0.3) and the yield strength (275 MPa for beams and stiffeners and 355 MPa for the top plate).

As for the blast loading, the load blast enhanced (LBE) technique was used. This feature defines an air blast function for the application of pressure loads based on equations derived by Kingery and Bulmash [18]. With this technique, only the coordinates of the charge centre, the TNT equivalent mass and the type of blast source are required as inputs. In addition, this function allows the user to obtain the pressure-time histories applied at each point. To check that the numerical models were subjected to a pressure similar to that of the field tests, pressure-time histories were obtained in all cases at the same position as the pressure gauges used in the experiment. Figure 16 shows an example of the comparison between the numerical and experimental pressure signal for pressure gauge P1 in test E1. Similar agreement was obtained for the other tests (see Figure 11).

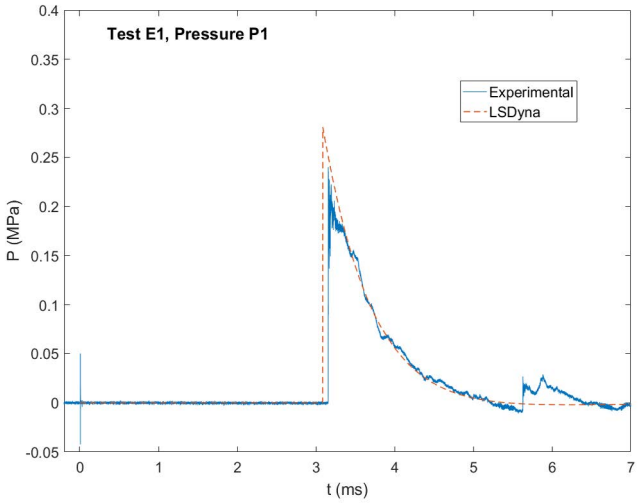


Figure 16. Pressure-time history of field test and numerical model.

Figure 17 shows the maximum displacements obtained in the simulation for the three different explosive charges used. It can be observed that the movement starts a few milliseconds after the start of the simulation. This time would correspond to the arrival time of the shockwave to the structure, which are 3.25 ms for test E1, 2.59 ms for tests E2/E3 and 2.14 ms for test E4. These times of arrival are very similar to those obtained in the experimental test shown in Table 3. In addition, the eigen-period for the first vibration mode can be also obtained, being consistently around 0.018 s.

5. DISCUSSION

To determine the accuracy of the results obtained from the numerical simulation and the analytical model, these are compared with the results measured with the high-frequency laser used in the tests. As shown in Table 6, the values of maximum displacements calculated by numerical modelling and the SDOF dynamic calculations approximate quite well the values obtained experimentally. Looking at the different tests individually, it can be seen that, in the case of tests E1 and E4, the displacement of the SDOF model are closer to the experimental test than that obtained by the FEM. However, the displacement signal recorded in test E1 was the most unclear of all. For the other two tests (E2, E3) displacements obtained by the FEM are closer to the experimental values, being practically the same in the case of test E3. Regarding the fundamental eigen-period, the values provided by both models (analytical and numerical) are also in good agreement with the experimental values, although in this case, numerical simulation is again more accurate, as expected. With respect to the arrival times obtained by the FEM, they are, in all cases, within the range of the values obtained in the experimental tests. The largest errors seem to be in the maximum measured pressures. This is not surprising as it is a point value and therefore liable to larger variability, which can be affected by the imperfect geometry of the explosive load (which is not a perfect sphere). On the other hand, the measured impulse, which is more stable as it is obtained by integrating the pressures and more significantly because it has a greater influence in the response of the structure, seems to be better aligned with the initial estimates. It is surprising that while the measured pressures and the measured impulse

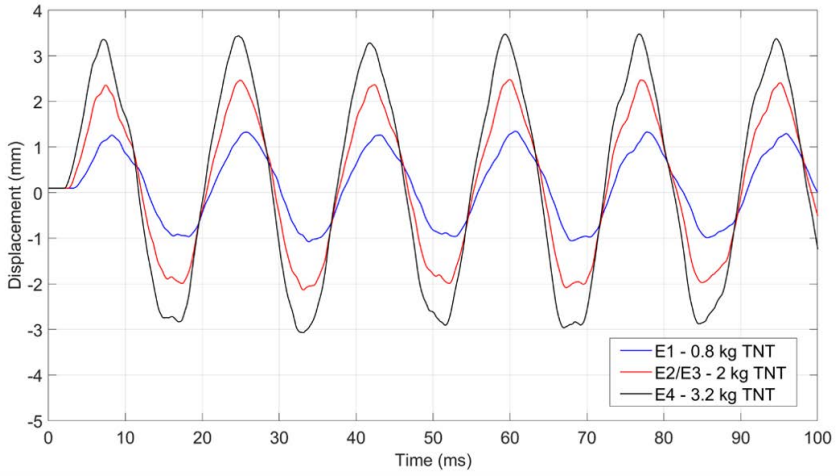


Figure 17. Result of maximum displacement.

TABLE 6.
Comparison of results between experimental test, numerical model, and analytical model.

		E1		*E2*		*E3*		*E4*	
Magnitude	***Source***	***Meas. or Est.***	***Model/Exp***	***Meas. or Est.***	***Model/Exp***	***Meas. or Est.***	***Model/Exp***	***Meas. or Est.***	***Model/Exp***
Displacement	Laser	0.95	-	2.7	-	2.53	-	3.2	-
(mm)	FEM	1.36	1.43	2.5	0.93	2.5	0.99	3.48	1.09
	SDOF	1.07	1.13	2.13	0.79	2.13	0.84	3.11	0.97
Eigen-period	Laser	0.019	-	0.019	-	0.019	-	0.021	-
(s)	FEM	0.018	0.95	0.018	0.95	0.018	0.95	0.018	0.86
	SDOF	0.016	0.84	0.016	0.84	0.016	0.84	0.016	0.76
Arrival time	Laser	3.2 – 3.5	-	2.3 – 2.6	-	2.3 – 2.6	-	2.0 – 2.2	-
(s)	FEM	3.25	0.97	2.59	1.06	2.59	1.06	2.14	1.02
Reflected	Pressure sensors P1/P2	210.1	-	673	-	841.3	-	1393	-
pressure (kPa)	Dod	265	1.26	643	0.96	643	0.76	1137	0.82
Impulse	Pressure sensors P1/P2	123.3	-	299.1	-	329.6	-	436	-
(kN.ms)	Dod	152.3	1.24	345.1	1.15	345.1	1.05	439.1	1.01

in test E3 are larger than in test E2, the response of the structure is smaller in E3 than E2. This again must be attributed to the local character of the pressure measurements and the imperfection in the geometry of the explosive load (note that in E1, P2 and P3, which are theoretically symmetrical do not measure the same values – see Table 3). The deflections are the most global measurement of the structural response, and the one that best reflects the global effect of the action.

As an example, Figure 18 shows the comparison between the signal recorded with the high-frequency laser in tests E2 and E3 (both carried out with 2 kg TNT equivalent) and the signal obtained by the numerical simulation and the simplified analysis. To represent the signal obtained by SDOF calculations, the eigen-period and maximum displacement have been used to create a sinusoidal curve.

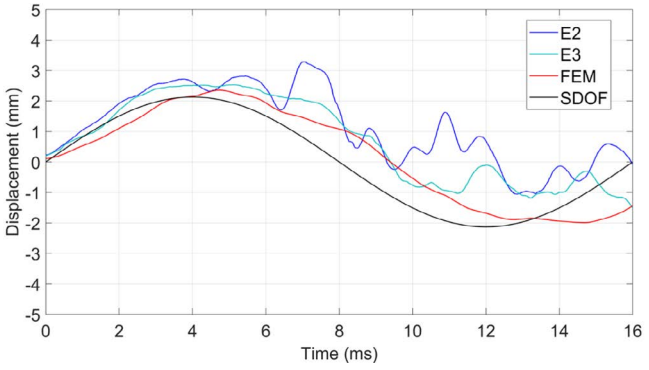


Figure 18. Result of maximum displacement with 2kg TNT equivalent: experimental values, numerical modelling, and theoretical dynamic calculations.

The SDOF analysis seems to provide a consistently stiffer response than the FEM and the actual specimen. This is due to the difference in the estimated period of the structure (0.016 s for the SDOF system, 0.018 s for the FEM and 0.019 s measured in the structure). For example, for T_E = 0.016 s and t_{fr} = 0.77 ms (corresponding to E3 – see Table 1) the DLF is equal to 0.150, while this value would be 0.127 for a period of T_E = 0.018 s. This difference (15% on the value of DLF) is more than enough to explain this result.

As shown in Table 2, the expected maximum stresses are very much within the elastic range (by a factor of close to 3). This is corroborated by the FEM analysis and the experimental results since the maximum displacement are within a similar range as those of the theoretical expectations.

6. CONCLUSIONS

A total of four experimental tests were carried out with the objective of evaluating the blast action by measuring the response of the structure. For this purpose, a steel structure was designed to withstand three different levels of blast load exhibiting an elastic response. These tests were then used to assess whether the response of the structure is consistent with the initial theoretical dynamic calculations and finite element numerical models using LS-DYNA. This evaluation has been made comparing the pressure-time curves and the displacements measured by a high-frequency laser scanner. After the evaluation, the following conclusions can be drawn:

1. Measurements obtained by the laser scanner are consistent along the different tests (i.e. displacements increase with the explosive charge).
2. SDOF simplified theoretical dynamic calculations estimate well both the eigen-period and maximum displacements, but numerical modelling shows a better approximation to experimental results, as expected since it accounts for the presence of the two adjacent beams. The main issue is that the SDOF is stiffer than the FEM and the physical model, leading to a higher value of the DLF.
3. The arrival time of the shockwave in the numerical model is in all cases within the range of values registered experimentally.
4. The test confirms that analyses carried out using measured or theoretical time-pressure curves provide a good approximation to the test results. These tests therefore constitute a validation for the usual simplified analysis methodologies.

As a lesson learned, the authors recommend shielding the laser from light. This could be done by using aluminum paper wrapped around a very flexible spring which should be in contact with the structure and the base of the laser.

Acknowledgements

This research was conducted under the ITSAFE project (Safe Transport Hubs against Heavy Explosions), funded by the Spanish Ministry for Economy and Competitiveness (IPT-2012-0845-370000). The project was led by Dragados and also integrated by FHECOR and Universidad Politécnica de Madrid (UPM). We would like to thank all the people who contributed to the design and execution of the tests. We also thank the staff of La Marañosa (ITM–INTA) for their help at the testing site.

References

[1] Institute for Economics and Peace, (2026), Global Terrorism Index 2026: Measuring the impact of terrorism, Sydney, Institute ofr Economics and Peace, http://visionofhumanity.org/resources.

[2] Biggs, J.M., (1964), Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill College.

[3] El-Dakhakhni, W.W., Mekky, W.F., Changiz-Rezaei, S.H., (2009), Vulnerability Screening and Capacity Assessment of Reinforced Concrete Columns Subjected to Blast, Journal of Performance of Constructed Facilities 23(5): 353–65, https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000015.

[4] Gagnet, E.M., Hoemann, J.M., Davidson, J.S., (2017), Assessment of resistance definitions used for blast analysis of unreinforced masonry walls, International Journal of Protective Structures 8(1): 125–51, https://doi.org/10.1177/2041419617697518.

[5] Edri, I.E., Yankelevsky, D.Z., (2018), Analytical model for the dynamic response of blast-loaded arching masonry walls, Engineering Structures 176: 49–63, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.053.

[6] Hidallana-Gamage, H.D., Thambiratnam, D.P., Perera, N.J., (2014), Numerical modelling and analysis of the blast performance of laminated glass panels and the influence of material parameters, Engineering Failure Analysis 45: 65–84, https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.06.013.

[7] Remennikov, A.M., Rose, T.A., (2005), Modelling blast loads on buildings in complex city geometries, Computers & Structures 83(27): 2197–205, https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2005.04.003.

[8] Zhao, C.F., Chen, J.Y., Wang, Y., Lu, S.J., (2012), Damage mechanism and response of reinforced concrete containment structure under internal blast loading, Theoretical and Applied Fracture Mechanics 61: 12–20, https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2012.08.002.

[9] Jayasooriya, R., Thambiratnam, D.P., Perera, N.J., Kosse, V., (2011), Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings, Engineering Structures 33(12): 3483–95, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.07.011.

[10] Draganić, H., Gazić, G., Varevac, D., (2019), Experimental investigation of design and retrofit methods for blast load mitigation – A state-of-the-art review, Engineering Structures 190: 189–209, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.088.

[11] Goswami, A., Adhikary, S.D., (2019), Retrofitting materials for enhanced blast performance of Structures: Recent advancement and challenges ahead, Construction and Building Materials 204: 224–43, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.188.

[12] Guo, Z., Xu, Z., Chen, C., Zhang, B., Lehman, D.E., Cao, S., (2017), Behavior of GFRP retrofitted reinforced concrete slabs subjected to conventional explosive blast, Materials and Structures 50(6): 236, https://doi.org/10.1617/s11527-017-1107-6.

[13] Xiao, W., Andrae, M., Steyerer, M., Gebbeken, N., (2021), Investigations of blast loads on a two-storeyed building with a gable roof: Full-scale experiments and numerical study, Journal of Building Engineering 43: 103111, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103111.

[14] Chiquito, M., López, L.M., Castedo, R., Santos, A.P., Pérez-Caldentey, A., (2023), Full-Scale Field Tests on Concrete Slabs Subjected to Close-In Blast Loads, Buildings 13(8): 2068, https://doi.org/10.3390/buildings13082068.

[15] Pérez Caldentey, A., Ferrero, I., Madrid, M., Corres, H., (2014), Simplified analysis of blast loading of limited intensity. A practical approximation for practical design, Madrid, ache.

[16] Department of Defense, (2008), UFC 3-340-02, Structures To Resist the Effects of Accidental Explosions, Washington D.C.

[17] Comité Européen de Normalisation (CEN), (2006), Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements., Brussels, CEN.

[18] Kingery, C.N., Bulmarsh, G., (1984), Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst., Aberdeen Proving Ground, MD, U.S. Army Ballistic Research Laboratory.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2025.4148

A Preliminary Approach for Accidental Load Design of a Submerged Floating Tube Bridges: Blast-Fire Interaction on RC Slabs

Una aproximación preliminar al proyecto de túneles sumergidos flotantes frente a cargas accidentales: interacción explosión/fuego en losas de hormigón armado

Colombo, M.[a,*], Arano, A.[b], di Prisco, M.[a], Hendriks, M. A. N.[c,d], Kanstad, T.[c], Martinelli, P.[a], Minoretti A.[c,e], Øverli, J. A.[c]

[a] *Politecnico di Milano – Milan – Italy*
[b] *Former NTNU – Trondheim – Norway*
[c] *NTNU – Trondheim – Norway*
[d] *TU Delft – Delft – Netherlands*
[e] *Statens vegvesen Utbygging (Norwegian Public Road Administration) – Trondheim Norway*

Recibido el 15 de mayo de 2025; revisado el 8 de julio de 2025, aceptado el 3 de septiembre de 2025

ABSTRACT

Submerged floating tunnels are more and more considered as a suitable solution to cross water channels limiting environmental impact on the visual landscape and ensuring large ship passage while crossing large distances between coasts. The design of this kind of strategical infrastructures must deal not only with live loads and particular loading condition coming from the floating situation but needs also to carefully consider accidental actions that concur to the global safety of the infrastructure. The construction of the new E39 highway along the Norwegian coast asks for crossing several fjords and this solution is seriously taken into consideration. For this reason, a comprehensive research programme was aimed at the analysis of accidental load design of the infrastructure. This paper aims to present a comprehensive overview of an ad-hoc experimental investigation on the behaviour of reinforced concrete (RC) circular slabs (60 cm diameter) under exposure to fire, blast, or a combination of both actions. Additionally, it seeks to draw design-driven conclusions that could be valuable for the design of critical infrastructure in scenarios involving fire and blast. The presented experimental campaign was intended to provide a benchmark for assessing the reliability of the design approaches to be adopted in the design of the global infrastructure. First, the concrete mechanical characterisation at normal condition and at high temperatures was performed referring both to the uniaxial compression and uniaxial tension. The structural behaviour of simply supported RC slab has been also investigated by considering slabs exposed to a hydrocarbon fire curve at different exposure times and by considering the post-fire application of static or dynamic loading condition. In particular, the fire curve was applied by a gas burner while the dynamic load was reproduced by a shock tube equipment that was used to apply two different blast-like pressure histories.

KEYWORDS: submerged floating tunnel, concrete mechanical properties, fire exposure, blast loading, high temperatures, RC slabs, fire-blast interaction.

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

RESUMEN

Los túneles flotantes sumergidos se consideran cada vez más como una solución adecuada para atravesar canales de agua, limitando el impacto ambiental en el paisaje visual y asegurando el paso de grandes buques al cruzar largas distancias entre

costas. El proyecto de este tipo de infraestructuras estratégicas no solo debe lidiar con las sobrecargas y condiciones de carga particulares derivadas de la situación flotante, sino que también debe considerar cuidadosamente acciones accidentales que afectan a la seguridad global de la infraestructura. La construcción de la nueva autopista E39 a lo largo de la costa de Noruega requiere atravesar varios fiordos y esta tipología se está considerando seriamente como una de las alternativas. Por esta razón, se llevó a cabo un programa de investigación orientado al análisis del proyecto frente a cargas accidentales de la infraestructura. Este artículo tiene como objetivo presentar una visión general exhaustiva de una investigación experimental ad hoc sobre el comportamiento de losas circulares de hormigón armado de 60 cm de diámetro expuestas a fuego, a acciones explosivas o a una combinación de ambas acciones. Además, busca extraer conclusiones orientadas al diseño que podrían ser valiosas para el proyecto de infraestructuras críticas en escenarios que involucren incendio y explosión. La campaña experimental presentada tuvo como objetivo proporcionar una referencia para evaluar la fiabilidad de los enfoques de proyecto que se adoptarán en el diseño de la infraestructura global. En primer lugar, se realizó la caracterización mecánica del hormigón en condiciones normales y a altas temperaturas considerando tanto condiciones de compresión uniaxial como de tracción uniaxial. El comportamiento estructural de la losa de hormigón armado simplemente apoyada también se investigó considerando losas expuestas a una curva de incendio de hidrocarburos con distintos tiempos de exposición y considerando la aplicación posterior al incendio de cargas estáticas o dinámicas. En particular, la curva de incendio se aplicó mediante una llama de gas, mientras que la carga dinámica se reprodujo mediante un equipo de tubo de choque que se utilizó para aplicar dos diferentes series temporales de presión tipo similares a las que produciría una explosión.

PALABRAS CLAVE: túneles flotantes sumergidos, propiedades mecánicas del hormigón, exposición a fuego, carga explosive, altas temperaturas, solas RC interacción fuego-carga.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: matteo.colombo@polimi.it (Matteo Colombo)

How to cite this article: Colombo, M., Arano, A., di Prisco, M., Hendriks, M., Kanstad, T., Martinelli, P., Minoretti, A., & Overli, J. (2026). A Preliminary Approach for Accidental Load Design of a Submerged Floating Tube Bridges: Blast-Fire Interaction on RC Slabs. *Hormigón y Acero*. 77(309):29-40. https://doi.org/10.33586/hya.2025.4148

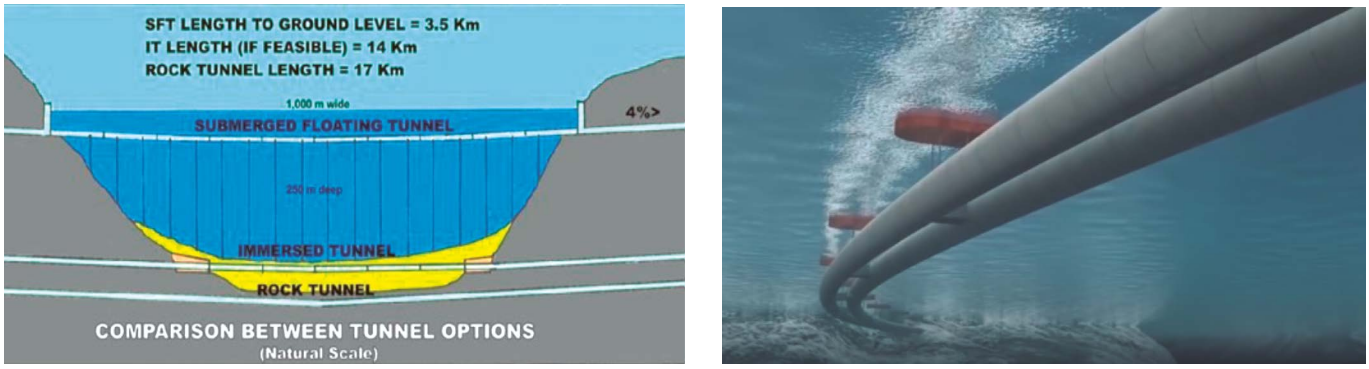
1. INTRODUCTION

Reinforced concrete (RC) structures represent the major part of today's infrastructure, for example in bridges and tunnels. In addition to the normal design loadings, RC structures may be exposed to extreme hazards throughout their service life, including accidental actions (fire exposure and blast as a consequence of fire in case of goods transport), natural disasters (earthquakes) or even terrorist attacks (Zhai et al. 2016, Ruan et al. 2015). This can cause a huge deterioration of the structure, affecting both the serviceability and the structural resistance.

In the case of tunnels, the consequences of extreme events can be even worse due to the relative closedness of the structure, especially concerning the effects related to fire exposure which is often regarded as the main physical threat in their design. Disastrous fire events in tunnels in Europe, e.g. Mont Blanc Tunnel (1999), Gotthard Tunnel (2001), Tauern Tunnel (2002), Frejus Tunnel (2005), and Viamala Tunnel (2006), have increased the attention paid to safety issues in these types of structures, underlining the importance of investigating these infrastructures from human and economical points of view. However, nowadays fire can no longer be considered alone when evaluating extreme actions, considering recent terrorist attacks or tragic accidents. An explosion after a fire exposure may lead to potentially disastrous consequences, easily aggravating the damage in the structure or even causing the complete collapse (Zhang et al. 2019, Colombo et al. 2021). The tragic collision which recently occurred in Casalecchio, Italy (2018), can be regarded as an example of this kind of scenario. Two trucks loaded with flammable materials triggered a chain of explosions that gutted an overpass infrastructure, causing two deaths and 145 injuries.

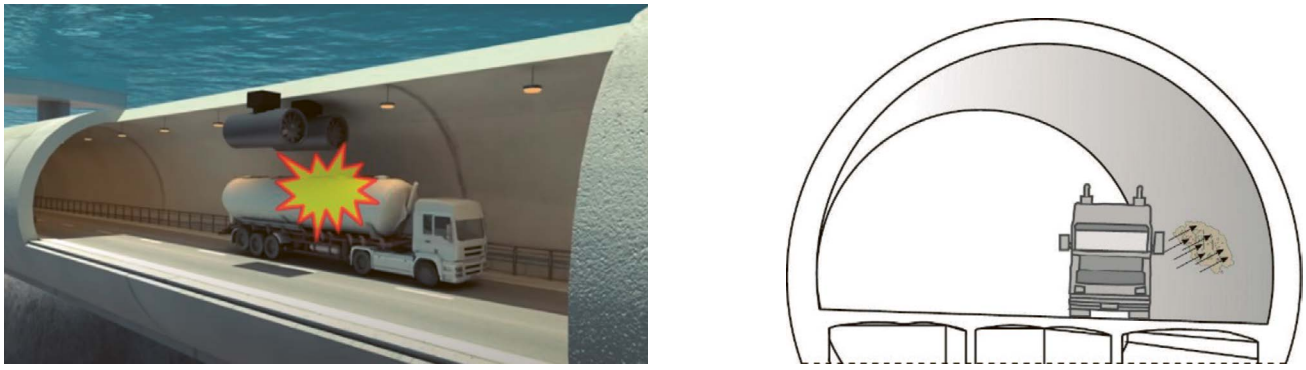
The investigation of the combined action of fire and explosion loads in tunnels is of great interest also for the Norwegian Public Roads Administration's (NPRA) E39 coastal highway route project. This project is aimed at establishing an improved, and potentially ferry-free, highway route between Kristiansand to Trondheim along the Norwegian west coast, reducing the travel time by half (Børre and Minoretti 2014). To do so, this pioneering project needs to evaluate many fjord crossings, including seven ferry connections. Conventional bridges or undersea tunnels can be used as fixed connections for many of the fjord crossings. However, the uncommon dimensions of some fjords like Sulafjorden, which is 5 km wide and more than 1 km deep, make these conventional structures not feasible. Alternative solutions therefore need to be considered, as for example floating bridges or submerged floating tunnels also known as submerged floating tube bridges (SFTB) (Minoretti et al. 2020). Figure 1a shows a comparison of different fjord crossing alternatives.

The SFTB is a type of floating bridge (fib Bulletin 96, 2020), submerged at a defined position under the sea level, see Figure 1b. In the case of deep fjords, the depth of the SFTB allows to optimize the length of the crossing, compared to traditional undersea tunnels (Figure 1a). The research studies promoted by the NPRA, in conjunction with the advanced offshore technology available in Norway, have now demonstrated the



(a) (b)

Figure 1. (a) Different crossing alternatives (Minoretti et al. 2020); and (b) sketch of the submerged floating tube bridge for the Sognefjord crossing (Statens vegvesen).



(a) (b)

Figure 2. (a) Accidental scenario of fire and blast loads; and (b) sketch of the SFTB cross-section.

feasibility of the SFTB (Minoretti et al. 2020). Nevertheless, ongoing research projects are still oriented toward investigating safety considerations to ensure robustness and redundancy for the whole structure. The specific scenario of the combined action of fire and subsequent internal explosion, illustrated in Figure 2, represents a crucial safety design condition for this structure. The limited data available on the combined effect of such two extreme loads makes the study of this accidental scenario a great engineering challenge (Minoretti et al. 2020)

Large-scale experimental tests on RC structures are uncommon due to the huge cost and testing difficulties. In fact, there are limited experimental studies reported in the literature investigating tunnels subjected to internal blast loads at present (Kristoffersen et al. 2021). Small-scale tests in RC concrete members, such as slabs, beams, or tunnel linings, are alternatively carried out. The accidental loads are reproduced in such elements, to some extent, and their structural behaviour is then investigated with the objective of assessing the scenario in full-scale structures. In a common tunnel serviceability condition, a compressive membrane state of stress is the most important action. Nevertheless, when an accidental action hits the tunnel, non-symmetric load condition can be applied to the structure thus leading to bending action that could drive the global failure of the structure. For this reason, RC slabs can be considered as reference elements to be investigated.

The assessment of a complex structure under an extreme load condition typically requires advanced numerical models. These models often need to be validated comparing their predictions with the results from experimental tests. The experimental findings of this study are therefore valuable to define a reliable benchmark for numerical models which, with numerical upscaling, will be instrumental for the design of the SFTB under exceptional load conditions, such as the combined action of fire and subsequent blast loading.

2. RESEARCH SIGNIFICANCE

This study experimentally investigates the combined effect of fire exposure and blast loading on RC slabs. Figure 3 shows the research strategy for the investigated case scenario, illustrating the scope of this study within the background project and the future research. As seen, the study comprises material tests on concrete cylinders, and fire tests in combination with static and dynamic tests on RC circular slabs. The findings of this study are relevant for assessing the reliability of the numerical models that will later be used in the design of SFTBs.

The investigation of RC slabs subjected to fire and blast comprises a broad field. Some of the topics that fall out of the present research study are here mentioned. Concerning the material testing, the effects of elevated temperatures on the specific concrete mix intended to be used in future SFTB structures are investigated. The behaviour of the material is

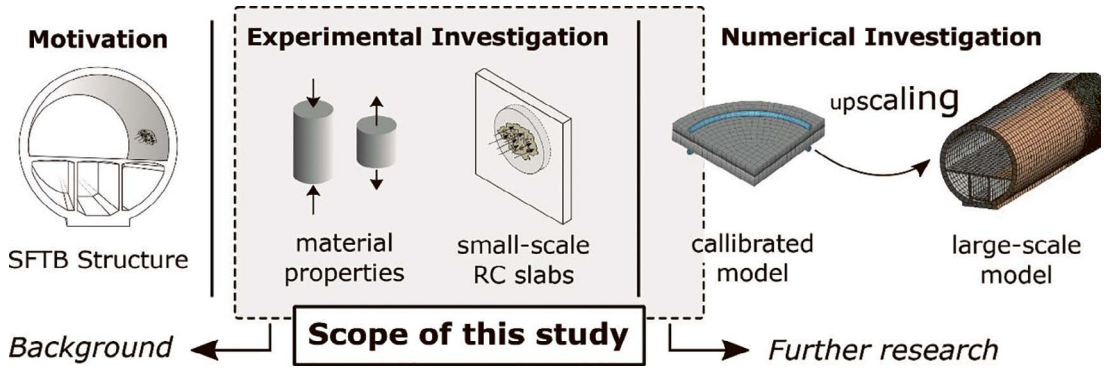


Figure 3. General overview of the research.

evaluated at a macro level, where the changes at a smaller meso- or micro-structural level are not addressed. In addition, the dynamic behaviour of this type of concrete subjected to high strain rates was not investigated. Concerning the experiments on RC circular slabs, one geometry configuration is studied, dictated by the dimensions of the experimental device to be used. Effects of different reinforcement ratios, thicknesses or concrete covers are therefore not addressed. The fire exposure applied on the slabs is the hydrocarbon fire curve with two different fire exposure times. Two different pressure levels are considered in the dynamic tests.

This study focuses on two main objectives:

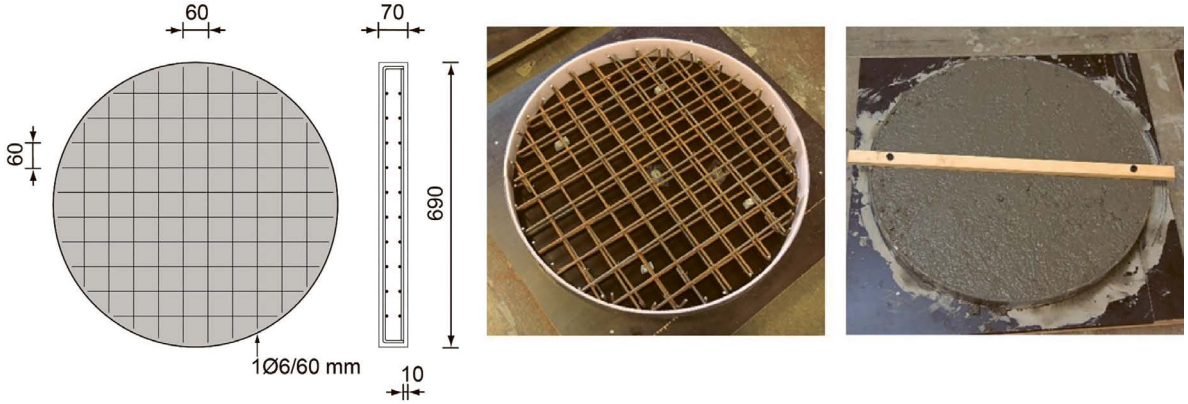
- To provide experimental data on the high-temperature mechanical properties of materials, which can serve as input for implementing a detailed material model in the development of an advanced numerical simulation. The materials used in the experimental program—and thus the resulting data—are highly representative, as they correspond to those considered in the preliminary design of the E39 SFTB.
- To establish a reliable structural benchmark for calibrating numerical models. Although the geometry of the test specimens does not directly match that of the SFTB, the experimental tests serve as a realistic benchmark. This is because they are designed to reproduce a structural response—slab biaxial bending—that could occur during a potential internal accident within the tunnel shell. As illustrated in Figure 2, an internal explosion could result in a non-uniform pressure distribution, causing local bending of the tunnel structure.

In the final stage, a large-scale model of the entire structure can be developed, accounting for upscaling effects, to investigate different accidental scenarios and thus assess the safety in the design of the SFTBs in the *E39 coastal highway route project*.

3. EXPERIMENTAL CAMPAIGN OVERVIEW

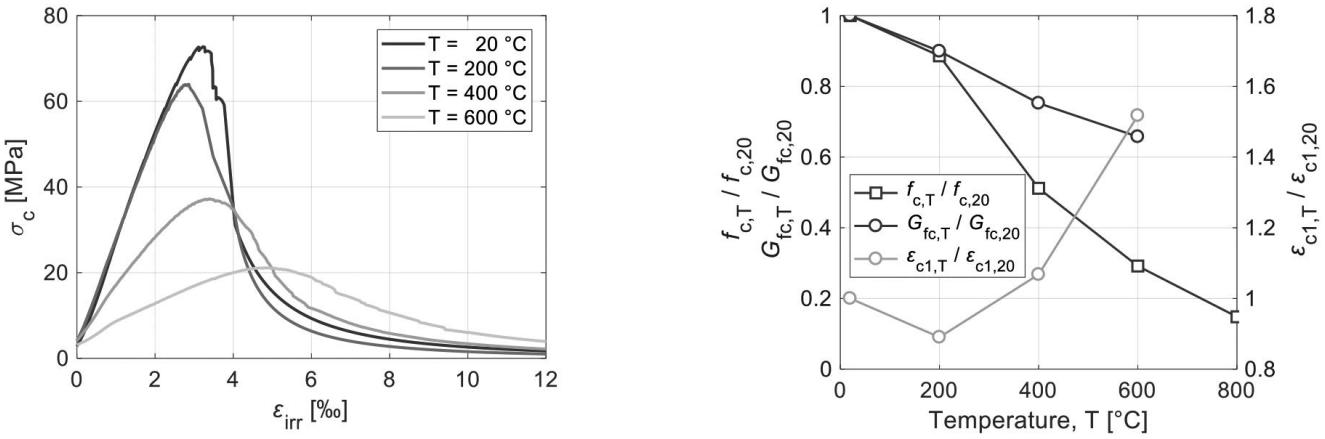
The experimental campaign summarized in this paper refers, as already discussed, to the investigation of the bending behaviour of reinforced concrete slabs subjected to fire and/or blast action. The material is a concrete of grade C45/55 which today represents typical concrete used in Norwegian infrastructures under exposed conditions. The density of the concrete was equal to 2370 kg/m3 and the average measured cylindrical compressive strength is equal to 73 MPa. A water-cement ratio of 0.42 was considered with a maximum aggregate size of 16 mm. Polypropylene microfibres were also added to the mix (1 kg/m³) solely to prevent explosive spalling, not for their tensile contribution. The complete mix design is provided in Table 1.

The structural elements investigated consist of reinforced concrete circular slabs, 70 mm thick, with a diameter of 690 mm.



(a) (b) (c)

Figure 4. (a) Slab specimen geometry and (b,c) images of casting phases (reprinted with permission of the publisher – Colombo et al. 2021).



(a) (b)

Figure 5. (a) Average compressive stress-strain curves, and (b) evolution of nominal compressive peak strength, specific compressive fracture energy, and strain at peak stress, after cooling (extracted from Arano et al. 2021).

The specimen sizes are detailed in Figure 4. Two layers of bi-directional reinforcement (Ø6/60 mm both in x and y direction) were positioned as shown in Figure 4a-b. A minimum concrete cover of 10 mm was used.

The steel reinforcement used is B450, with an average yield strength of 500.8 MPa and an average ultimate strength of 684.8 MPa, experimentally determined in accordance with the ISO 15630-1 (2019) procedure.

The overall experimental campaign is made of three different phases:

- Detailed material characterization in normal condition and after exposure to high temperature.
- Static bending tests on slabs exposed to fire action.
- Bending tests of slabs exposed to fire action and loaded with shock wave.

TABLE 1
Concrete mix proportions per cubic meter

Component	*Content (kg/m³)*
CEM II/B-M 42.5R	223.40
CEM II/A-V 42.5N	193.33
Silica fume	12.89
Water	174.13
Aggregate 8–16	754.95
Aggregate 0–8	1026.48
Acrylic superplasticizer	3.06
Set-retarding admixture	0.64
Polypropylene fibres	1.00

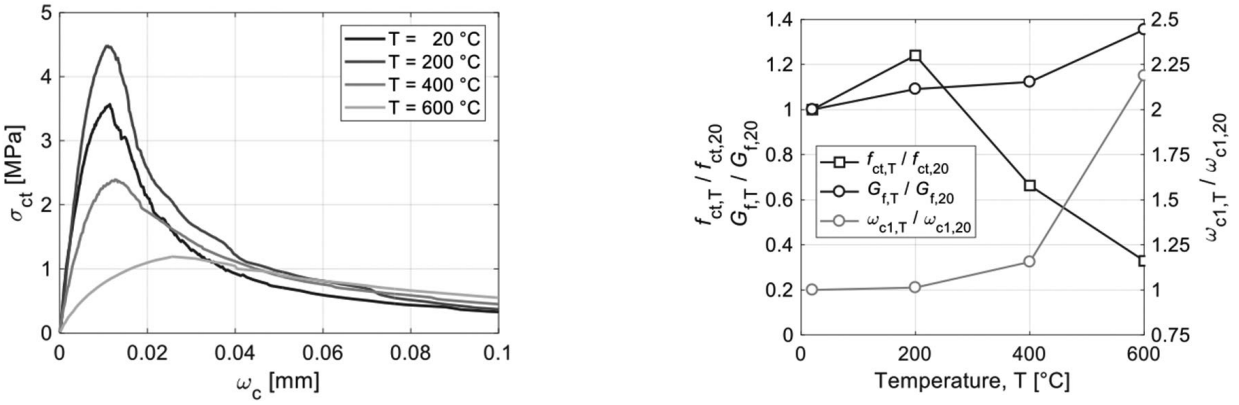
4. MATERIAL PROPERTIES AT HIGH TEMPERATURES

A proper definition of the material properties is a basic precondition of a reliable numerical model. A complete overview is rarely available in the literature, where only the basic properties, such as the compressive strength and the modulus of elasticity, are typically investigated. For this reason, the effect of elevated temperatures on the mechanical behaviour of concrete was experimentally investigated on concrete cylinders in residual conditions, after a single thermal cycle at different elevated temperatures (200, 400 and 600 °C), also including some results at 800 °C (Arano et al. 2021). Since concrete degradation is primarily governed by the maximum temperature reached rather than the instantaneous temperature, residual tests—where the material is tested at room temperature after undergoing a thermal cycle—are generally considered a reliable method for evaluating the high-temperature properties of concrete. This approach is also supported by the findings of Felicetti and Gambarova (1998, 1999) and Felicetti et al. (2000).

The obtained complete compressive and tensile constitutive responses of concrete are represented in Figure 5a and in Figure 6a respectively and allowed to calculate additional material parameters such as the fracture energy, peak strength and peak deformation or crack opening and their evolution at high temperatures (Figure 5b and Figure 6b).

A comparison with previous research studies available in the literature and Standards (prEN 1992-1-2, 2019; *fib* Model Code 2010, 2013) confirmed the negative effect that elevated temperatures cause on the basic mechanical properties of concrete. The relationships of mechanical properties at high temperatures proposed in the new version of the Eurocode 2-Part 1-2 (2019) partially agree with the experimental findings, even though a large scatter in the results was found in the literature (Figures 7, 8). The relationships presented by the *fib* Model Code 2010 (2013) and Nakamura and Higai (2001) of the specific tensile and compressive fracture energy (Figures 9, 10) respectively are not meant to, and should not, be used at high temperature, as they yield inaccurate results.

Results from the comprehensive experimental approach presented can be instrumental to the parameter definition and calibration of common constitutive models for concrete, increasing accuracy on the prediction of the structural behaviour. In addition, results from basic properties may contribute to the already available data from the literature, where discrepancies between research studies are reported.



(a) (b)

Figure 6. (a) Average tensile stress-crack opening curves, and (b) evolution of tensile nominal peak strength, specific tensile fracture energy, and crack opening at peak stress after cooling (extracted from Arano et al. 2021).

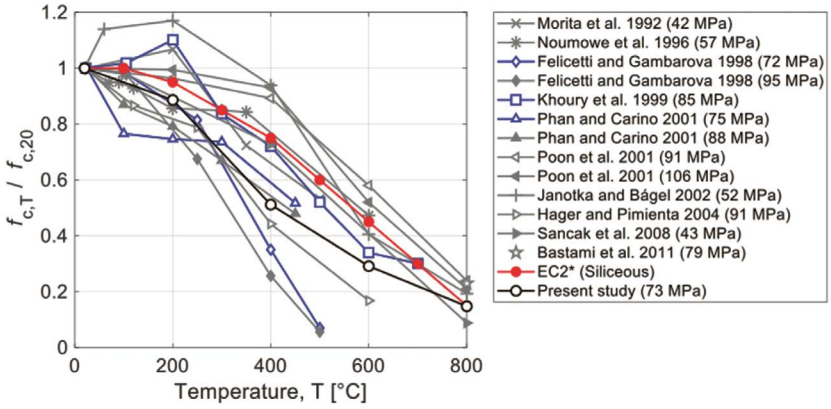
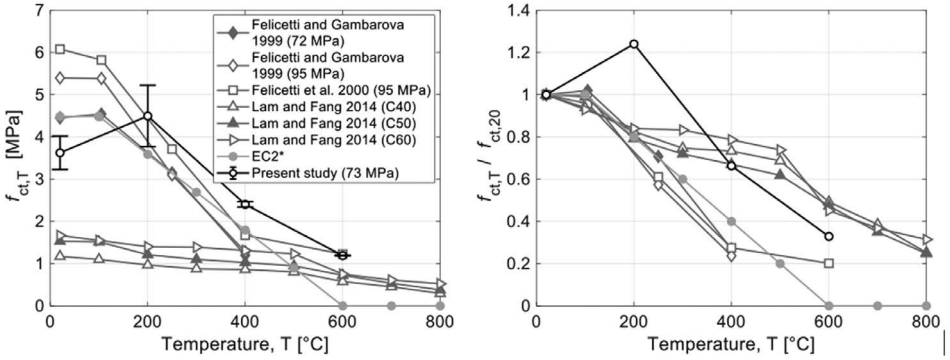
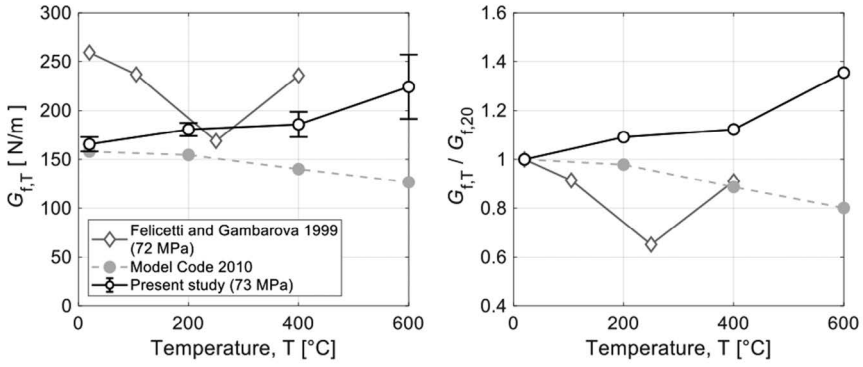


Figure 7. Evolution of the uniaxial compressive strength with temperature (extracted from Arano et al. 2021).



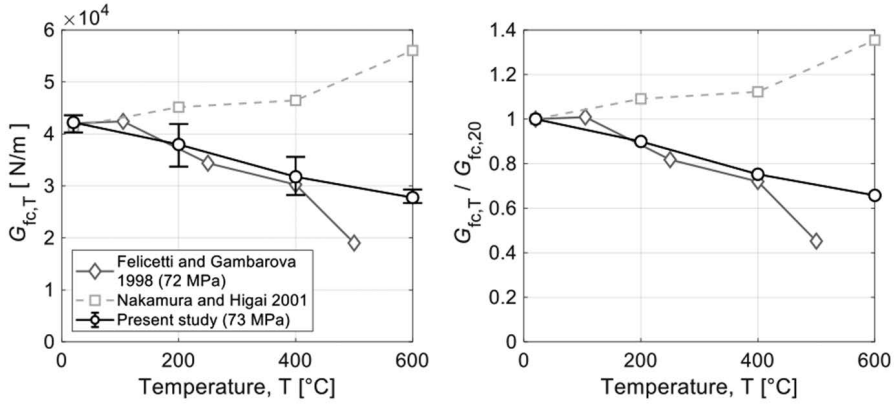
(a) (b)

Figure 8. Evolution of the uniaxial tensile strength with temperature (extracted from Arano et al. 2021).



(a) (b)

Figure 9. Evolution of the tensile fracture energy with temperature (extracted from Arano et al. 2021).



(a) (b)

Figure 10. Evolution of the compression fracture energy with temperature (extracted from Arano et al. 2021).

5. STATIC BEHAVIOUR OF SLABS IN CASE OF FIRE EXPOSURE

The characterization of the material behaviour at high temperatures does not provide a complete description of the structural response of a member subjected to fire, since other effects, such as reinforcement or stress redistribution, need to be considered. In the present programme, the effect of fire exposure on the static structural response of RC slabs was investigated (Arano et al. 2023). A hydrocarbon fire curve was applied to the slab by means of a gas burner, studying two fire exposure times (60 and 120 min) in addition to the reference (unexposed) case. The gas burner was placed in front of the sample (Figure 11) and some thermocouples were introduced during casting to monitor the temperature distribution through the sample thickness.

The main objective was to evaluate the effect of fire exposure on the load-bearing response of the slab. Simplified mechanical models (including the yield-line approach) were used to discuss the obtained experimental results. Thermocouples embedded in the specimen and an ultrasonic pulse velocity (UPV) equipment, enabled to study the effect of high temperatures across the thickness, thus evaluating the decrease of the overall stiffness of the slab. The temperature profile across the slab thickness is shown in Figure 12(a, b). The same figure, parts (c) and (d), displays the heated surface of two reference samples after exposure to the fire curve. The colour change of the material, visible in the images, reflects the maximum temperature reached during fire exposure, as also noted by Colombo and Felicetti (2007).

A static bending test was performed on each slab after it had cooled down to room temperature following fire exposure. It is important to note that in concrete materials and structures, damage is primarily governed by the maximum temperature reached rather than the instantaneous temperature. Furthermore, during the cooling phase, the temperature of the inner layers can increase due to convection–diffusion processes, resulting in a higher internal temperature compared to the instantaneous profile observed at the end of a defined fire exposure. For these reasons, although the testing procedure does not perfectly replicate real conditions, it is considered reliable—and even conservative from a safety perspective.

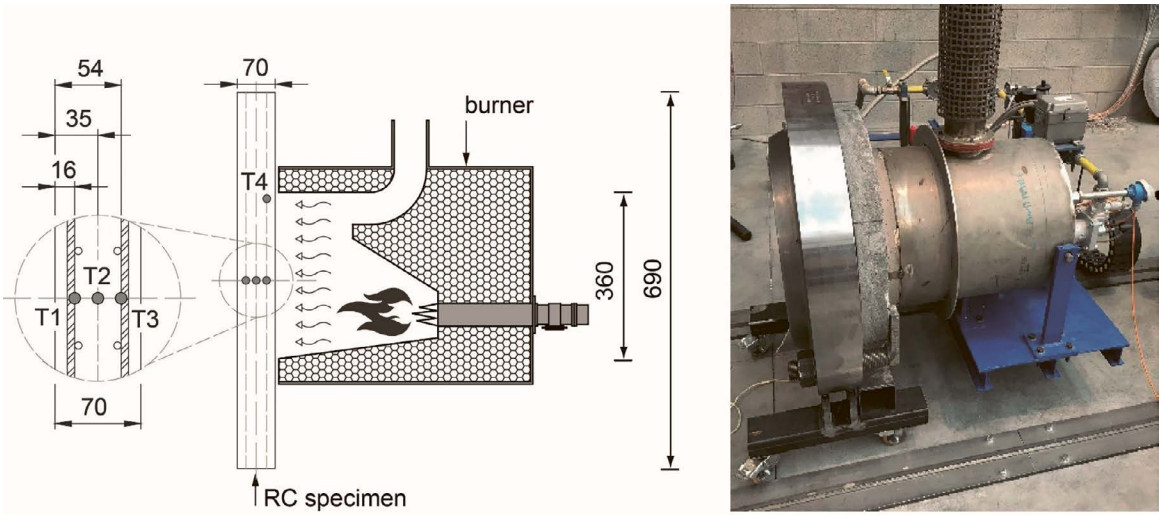


Figure 11. Experimental set-up for fire application (reprinted with permission of the publisher – Colombo et al. 2021).

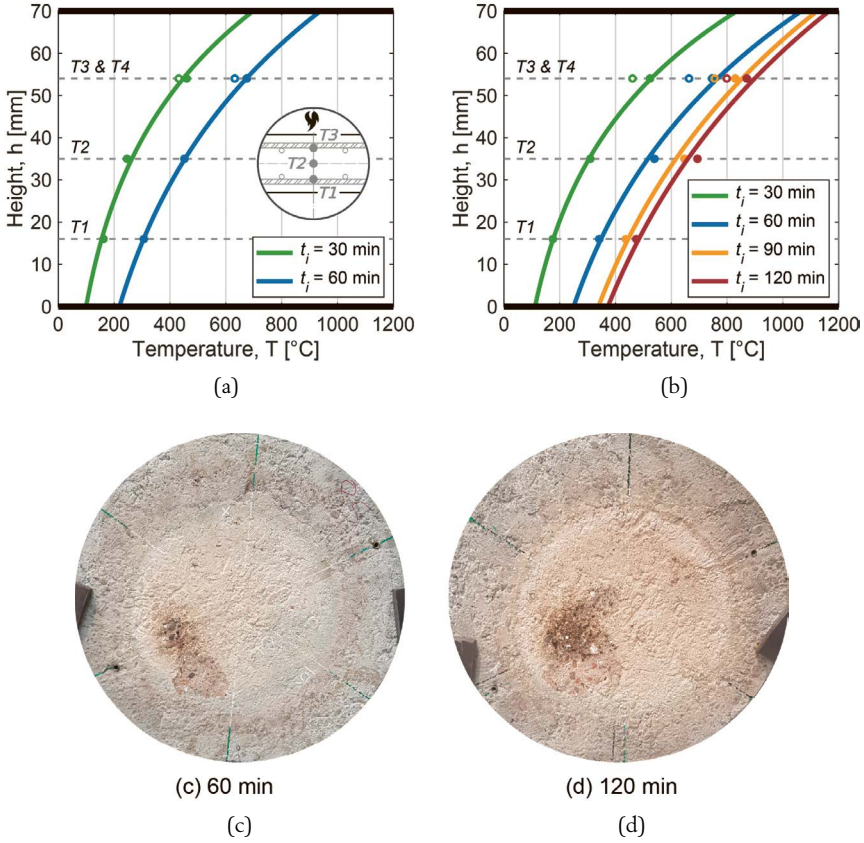


Figure 12. (a, b) Temperature profile during hydrocarbon fire curve application (reprinted with permission from the publisher – Arano et al., 2023); (c, d) Images of the heated surface of the samples after fire exposure (c – sample S8, d – sample S7).

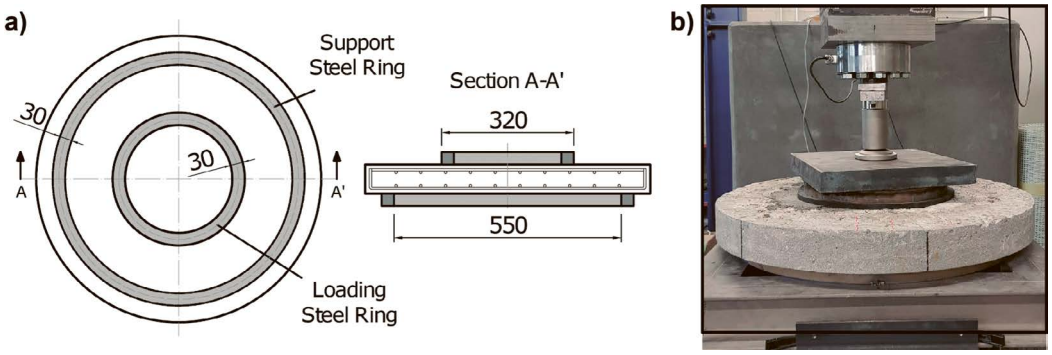


Figure 13. Experimental set-up for the static bending tests on slabs (reprinted with the permission of the publisher – Arano et al. 2023).

The tests were displacement-controlled using an electromechanical jack with a maximum capacity of 400 kN. The displacement rate was 50 µm/s up to a load of 100 kN, and 80 µm/s up to failure. The vertical deflection of the specimens was measured using a linear variable differential transformer (LVDT) positioned at the centre of the rear surface.

A circular steel ring with a major diameter of 320 mm was used to apply the load. The specimens were loaded on the surface that had previously been exposed to fire (the top surface during casting). A thin layer of neoprene was placed under the loading ring to distribute the load at the contact point between the steel ring and the specimen surface. The specimens were simply supported on a circular steel ring with a minor diameter of 550 mm. Both rings had a radial thickness of 30 mm. Figure 13 illustrates the setup for the static tests.

The dimensions of the support ring were selected based on the support scheme for the dynamic tests discussed later. For this reason, no neoprene layer was placed between the slab surface and the support ring. In the dynamic tests, the load is applied as a pressure wave, that is, a uniformly distributed load on the slab surface. Due to the difficulty of reproducing a uniformly distributed load under displacement control in a static test, the equivalent linear ring load was adopted to delay punching failure, which would typically result from a concentrated load.

Results of the load-deflection response are represented in Figure 14 in terms of load vs. central deflection. The curves showed two main peak loads, corresponding to two different structural mechanisms. A stiffer peak was first obtained through an arch mechanism, caused by the specific set-up used in the tests, which enhanced the bending capacity. The

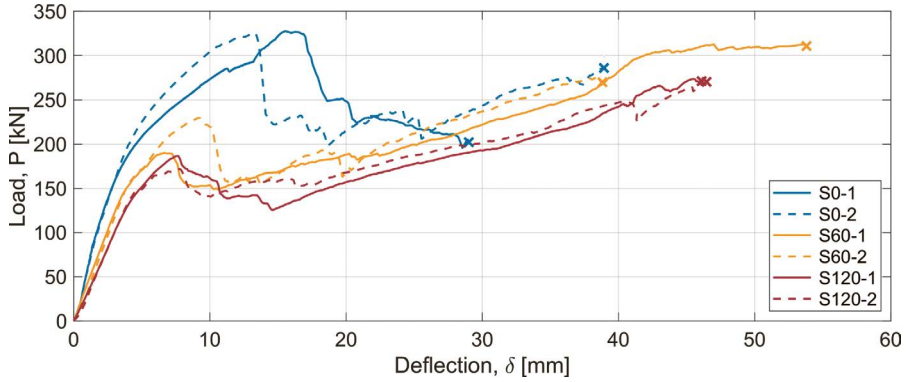


Figure 14. Experimental results of the static bending scheme on slabs (Reprinted with the permission of the publisher – Arano et al. 2023).

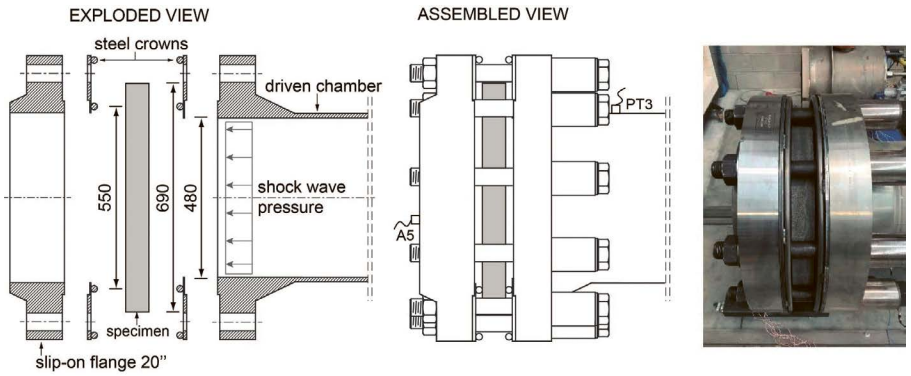


Figure 15. Details of the boundary conditions of the slab in the shock tube equipment (reprinted with the permission of the publisher – Colombo et al. 2021).

arch peak load was considerably reduced after the fire exposure, due to the negative effect on the concrete mechanical behaviour. At large deflections, the tensile membrane action (TMA) enhanced the ultimate load reached. Unlike the arch peak load, the ultimate load was not significantly influenced by the exposure to high temperature mainly due to the strong recovery of steel after cooling, confirming the robustness and structural reliability of this RC slab in residual conditions.

The experimental investigation conducted may contribute to develop simplified design methods for assessing the influence of fire exposure on the capacity of RC slabs. Furthermore, measurements of the complete load-deflection response can help to validate existing models that predict the enhancement of bending capacity due to the arch effect and its reduction after exposure to high temperatures, as well as the increased ultimate load due to the TMA. This can be useful to assess the robustness and reliability of the structural member subjected to fire exposure.

6. BLAST AND FIRE INTERACTION TESTS

The combined action of fire exposure and explosion load plays an important role for the accidental load design of SFTBs. For this reason, the structural performance of RC slabs subjected to fire exposure and, subsequently, to a blast load was investigated (Colombo et al. 2021). In this study, specimens identical to those tested in static condition (RC circular slabs) were used. As for the static tests, a hydrocarbon fire curve was applied by means of a gas burner, considering the same two fire exposure times (60 and 120 min) in addition to the unexposed reference case. The temperature distribution over cross section is like that already represented for the static tests.

Dynamic tests were then carried out in residual conditions using a shock tube device (Colombo et al. 2011) with the slab in a simply supported condition. The details of the tests set-up are represented in Figure 15. Two distinct pressure histories, referred to as LP and HP, respectively, with peak pressures of 0.35 MPa and 1.1 MPa, are depicted in Figure 16 for all the tests carried out.

It is important to note that, in the shock tube testing approach used here, the sharp increase in pressure is accompanied by a similarly rapid and significant temperature change in the air within the tube. However, during blast phenomena (such as shock wave propagation), the temperature rise occurs very quickly and lasts for a very short duration. As a result, concrete structures—due to their low thermal conductivity—are not significantly affected by these temperature variations, as they cause only negligible changes to the structural temperature profile.

The specimen acceleration during the shock wave application was measured at the slab centre (A1) and at three points 120° apart, 120 mm from the centre (A2, A3, A4), as shown in Figure 17. Measurements from UPV equipment, thermocouples embedded in the specimen, and accelerometers allowed

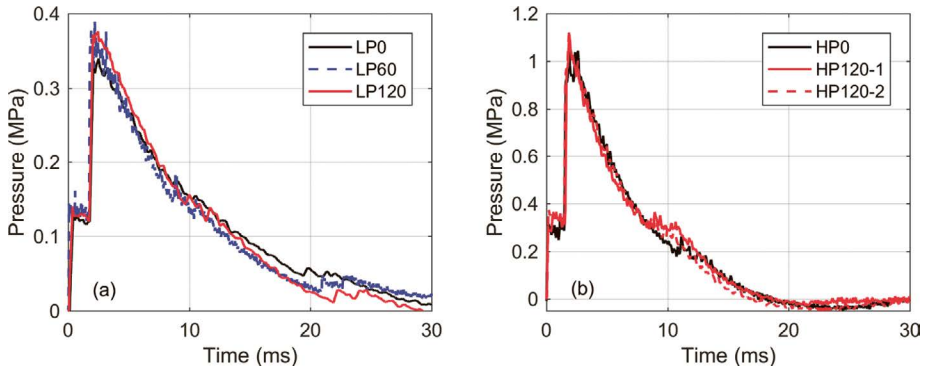


Figure 16. Pressure–time histories applied to the samples in shock tube tests (reprinted with the permission of the publisher – Colombo et al. 2021).

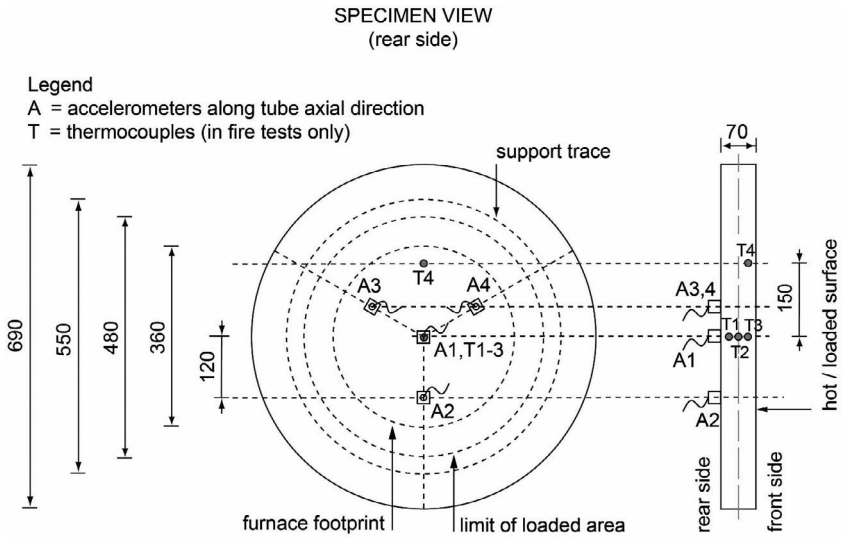


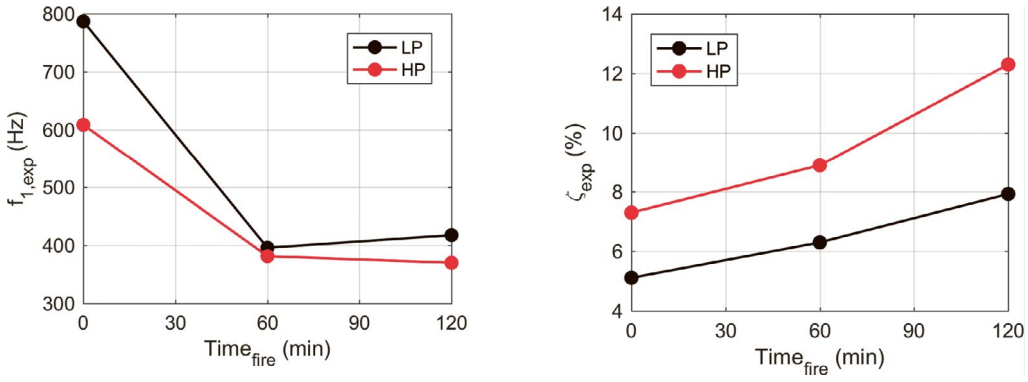
Figure 17. Sample geometry and position of accelerometers in shock tube tests (reprinted with the permission of the publisher – Colombo et al. 2021).

the study of high-temperature effects across the thickness and the dynamic response of the thermally damaged RC slab. Simplified numerical tools, including the Single Degree of Freedom (SDOF) model and linear elastic Finite Element (FE) analysis, were used to analyse the results.

Results showed that thermal damage from the fire exposure causes a reduction of the overall stiffness in the RC slabs. Consequently, the main frequency of the specimen is considerably reduced, (about 50 %), thus elongating the oscillation period. Such damage in the specimen leads to a plastic state with irreversible deformations. As a result, higher energy is dissipated which leads to an increase of the damping ratio. The blast load has a relatively low effect on the main frequency of the specimen, while further increases the damping ratio. The evolution of the first natural frequency and damping with fire exposure time and blast load is shown in Figure 18. The variation in damping and natural frequency of the sample was computed through post-processing of the acceleration signal recorded from the specimens during the blast test. Specifically, the first natural frequency of the sample was derived from a Fourier transform, which provides the frequency spectrum of the response. The damping ratio was calculated by analysing the decay of the acceleration peaks during each test. More details can be found in Colombo et al. (2021). On one hand, the variation in natural frequency can be considered an indicator of the damage accumulated by the material, as it is primarily related to stiffness degradation. On the other hand, the evolution of the damping ratio is correlated with plastic strains and cracking, as suggested by Panteliou et al. (2001).

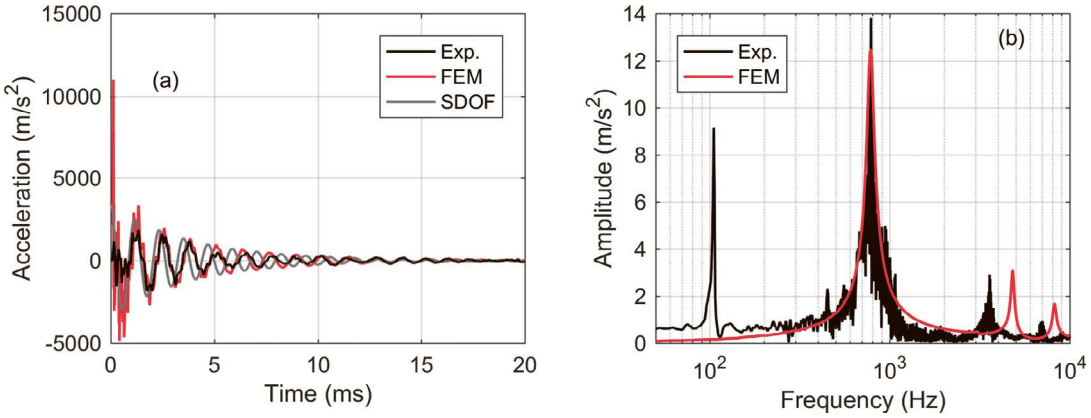
Similar measurements from three accelerometers at the same distance from the centre indicate a comparable thermal damage throughout the exposed region, despite the unevenly distributed spalling region. Results from a linear elastic FE model agree with the experimental frequency and deformation of the first mode of vibration, therefore validating the simply supported boundary conditions from the experimental test set-up (Figure 19). Moreover, similar time history acceleration values at the central point are obtained using the simplified SDOF model, although slightly overestimating the stiffness of the slab and thus showing a lower oscillation period compared to the FE model and the experimental results (Figure 19).

The FE model used here is a simple elastic model consisting of 3-node shell elements (10 mm element size; 5 integration points over the thickness), constrained by a circular bilateral support (as in the experimental setup) and subjected to a pressure history identical to that measured during the LP shock tube tests. In this model, the central point acceleration of the slab was



(a) (b)

Figure 18. (a) Evolution of the first natural frequency and (b) damping of the samples when subjected to fire exposure (reprinted with the permission of the publisher – Colombo et al. 2021).



(a) (b)

Figure 19. Acceleration response of sample LP0 – comparison between measured data and numerical approaches: (a) time history and (b) response spectrum (reprinted with the permission of the publisher – Colombo et al. 2021).

recorded with the same sampling rate used in the experiments, and the results were used for comparison in Figure 19.

For the SDOF model, an equivalent single-degree-of-freedom system was defined, adopting an elastic deformed shape for the slab under uniform distributed load with circular bilateral support. More details on the definition of the SDOF parameters can be found in Colombo and Martinelli (2012).

The experimental investigation presented is relevant as it contributes to the few research studies available in the literature investigating the combined effect of fire and blast on RC structures. This can provide a reliable benchmark for the development and calibration of numerical models, considering the complexity of such load scenario involving temperature and strain rate effects on the material and on the structure.

7. CONCLUSIONS

The study aimed to investigate the subsequential effect of fire exposure and blast loading on RC slabs by analysing the impact of elevated temperatures on the mechanical properties of concrete, along with carrying out static and dynamic tests on heated RC circular slabs.

The obtained constitutive behaviour of concrete material, in compression and tension, at several elevated temperatures confirm the pronounced reduction of strength and modulus of elasticity reported in the literature and in some Standards (prEN 1992-1-2, 2019; *fib* Model Code 2010, 2013), while both the strain at maximum stress and the ultimate strain increase. This result in flattened stress-strain and crack opening displacement relationships as temperature increases and indicates an overall softening of the material. The observed modification of the constitutive relationships at high temperature results in a decrease of the specific fracture energy in compression, while in an increase in uniaxial tension.

The structural mechanisms observed during the static tests of RC slabs occur also after fire exposure, although with some differences. The enhanced bending capacity attributed to the arch mechanism at small deflections is considerably affected by the fire exposure, as it is dominated by the adverse permanent damage on the compressive response of concrete. However, the strong recovery of steel after cooling leads to a similar enhanced ultimate load, caused by the tensile membrane action (TMA), thus confirming the robustness and structural reliability of this RC slab in residual conditions. Simplified predictions using the

yield-line approach, together with a good knowledge of the material at elevated temperatures, provide satisfactory results of the reduced bending capacity of the RC slab after exposure to fire.

The dynamic tests show a considerable reduction (by half) of the fundamental frequency of the RC slab after fire exposure, also resulting in an elongation of the fundamental period in the central acceleration response. This is mainly caused by the expected decrease of the stiffness at high temperatures. The softening of the material leads to a more distributed crack pattern, also enlarging the maximum amplitude of the acceleration response. Both the thermal damage and the microcracks lead to a higher dissipation of energy, (linearly) increasing the damping ratio with fire exposure. The contribution of the high-pressure of the blast load does not further significantly reduce the natural frequency of the exposed specimens. Nevertheless, the additional damage and microcracks lead to a great increase of the damping ratio. The results of SDOF and FE models agree with the experimental findings, thus proving to be useful and reliable tools to assess the dynamic response of RC slabs.

Safety considerations of concrete structures require evaluation of accidental load scenarios involving extreme load conditions. The findings of the present study are valuable to define a reliable benchmark for numerical models which, upon numerical upscaling, will be instrumental for the design of the SFTB under the exceptional case of fire exposure and blast loading.

Disclosure statement

No potential conflict of interest was reported by the authors.

References

[1] Arano A, Colombo M, Martinelli P, Øverli JA, Hendriks MAN, Kanstad T, et al. Material Characterization Approach for Modelling High-Strength Concrete after Cooling from Elevated Temperatures, 2021, J Mater Civ Eng n.d. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003694.

[2] Arano A., Colombo M., Martinelli P., Øverli J.A., Hendriks M.A.N., Kanstad T., di Prisco M., Failure characteristics of reinforced concrete circular slabs subsequently subjected to fire exposure and static load: An experimental study. Structural Concrete 2023; 24 (1), pp. 872 - 891

[3] Børre S., Minoretti, A. (2014), Long Span Bridge in Norway, International Seminar on Long Span Bridge Construction, Maintenance and Disaster Resistance Techniques, Shanghai, China

[4] Bastami M., Chaboki-Khiabani A., Baghbadrani M., Kordi M., Performance of high strength concretes at elevated temperatures, Scientia Iranica, Volume 18, Issue 5, 2011, Pages 1028-1036, ISSN 1026-3098, https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.09.001.

[5] Colombo M, Felicetti, R., New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures. Fire Safety Journal, 2007, 42,6-7, https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2006.09.002.

[6] Colombo M, di Prisco M, Martinelli P. A New Shock Tube Facility for Tunnel Safety. Exp Mech 2011;51:1143–54. https://doi.org/10.1007/s11340-010-9430-7.

[7] Colombo M, Martinelli P. Pressure-impulse diagrams for RC and FRC circular plates under blast loads. Eur J Environ Civ Eng 2012;16:837–62. https://doi.org/ 10.1080/19648189.2012.675149.

[8] Colombo M, Martinelli P, Arano A, Øverli JA, Hendriks MAN, Kanstad T, et al. Experimental investigation on the structural response of RC slabs subjected to combined fire and blast. Structures 2021; 31:1017–30. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.029.

[9] Felicetti R, Gambarova PG, Sora MPN, Khoury GA. Mechanical behaviour of HPC and UHPC in direct tension at high temperature and after cooling. Proc. 5th Symp. Fibre-Reinforced Concr. BEFIB 2000, Lyon: 2000, p. 749–58.

[10] Felicetti R, Gambarova PG. On the Residual Tensile Properties of High-Performance Siliceous Concrete Exposed to High Temperature. In: Pijaudier-Cabot G, Biinar Z, Gérard B, editors. Work. "Mechanics Quasi-Brittle Mater. Struct., Prague: 1999, p. 167–86.

[11] Felicetti R, Gambarova PG. Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes. ACI Mater J 1998;95:395–406. https://doi.org/10.14359/382.

[12] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin (Germany): Ernst & Sohn: 2013.

[13] fib Bulllettin No. 96. - Guidelines for Submerged Floating Tube Bridges. Guide to good practice - 119 pages, ISBN 978-2-88394-144-1, October 2020.

[14] Hager I, Pimienta P. Mechanical Properties of HPC at High Temperatures. Proc. Int. Work. fib Task Group, Fire Des. Concr. Struct. What now? What next?, Milan: 2004, p. 95–100. https://doi.org/10.1007/978-94-009-1714-9_32.

[15] ISO. (2019). ISO 15630-1:2019 Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods. Part 1: Reinforcing bars, rods and wire. International Organization for Standardization.

[16] Janotka I, Bágel L. Pore structures, permeabilities, and compressive strengths of concrete at temperatures up to 800°C. ACI Mater J 2002;99:196–200. https://doi.org/10.14359/11713.

[17] Khoury GA, Algar S, Felicetti R, Gambarova PG. Mechanical behaviour of HPC and UHPC concretes at high temperatures in compression and tension. ACI Int. Conf. "State-of-the-Art High Perform. Concr., Chicago: 1999.

[18] Kristoffersen, M.; Hauge, K.O.; Minoretti, A.; Børvik, T. Experimental and numerical studies of tubular concrete structures subjected to blast loading. Eng. Struct. 2021, 233, 111543.

[19] Lam E.S., Fang S., Direct Tensile Behavior of Normal-Strength Concrete at Elevated Temperatures, Materials Journal, Volume 111, Issue 6, 2014, Pages 641-650, DOI: 10.14359/51686915

[20] Minoretti A, Xiang X, Johansen IL, Eidem M. The Future of the Tunnel Crossing: The Submerged Floating Tube Bridge. Struct Eng Int 2020:1–5 https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1775165.

[21] Morita, T., Saito, H., Kumagai, H. (1992) Residual Mechanical Properties of High-strength Concrete Members Exposed to High Temperature. Part 1: Test on Material Properties. In Proc. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting. Niigata, Japan: Architectural Institute of Japan.

[22] Nakamura H, Higai T. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. In: Shing PB, Tanabe T-A, editors. Model. Inelast. Behav. RC Struct. under Seism. Loads, Reston, VA: ASCE: 2001, p. 471–87.

[23] Noumowe, A., P. Clastres, G. Debicki, and J. L. Costaz. 1996. "Transient heating effect on high strength concrete." Nucl. Eng. Des. 166 (1): 99–108. https://doi.org/10.1016/0029-5493(96)01235-6.

[24] Panteliou SD, Chondros TG, Argyrakis VC, Dimarogonas AD. Damping factor as an indicator of crack severity. J Sound Vib 2001;241:235–45. https://doi.org/ 10.1006/jsvi.2000.3299.

[25] Phan LT, Carino NJ. Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures. Gaithersburg (USA): 2001.

[26] Poon, C. S., S. Azhar, M. Anson, and Y. L. Wong. 2001. "Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures." Cem. Concr. Res. 31 (9): 1291–1300. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00580-4

[27] prEN 1992-1-2:2019-10. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General – Structural fire design. CEN/TC 250/SC 2/WG 1; 2019.

[28] Ruan Z, Chen L, Fang Q. Numerical investigation into dynamic responses of RC columns subjected for fire and blast. J Loss Prev Process Ind 2015;34:10–21. https://doi.org/10.1016/j.jlp.2015.01.009.

[29] Sancak E, Sari YD, Simsek O. Effects of elevated temperature on compressive strength and weight loss of the light-weight concrete with silica fume and superplasticizer. Cem Concr Compos 2008;30:715–21. https://doi.org/10.4324/9780203071236.

[30] Zhai C, Chen L, Xiang H, Fang Q. Experimental and numerical investigation into RC beams subjected to blast after exposure to fire. Int J Impact Eng 2016;97:29–45. https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2016.06.004.

[31] Zhang Q, Wang W, Bai S, Tan Y. Response analysis of tunnel lining structure under impact and fire loading. Adv Mech Eng 2019;11:1–6. https://doi.org/10.1177/1687814019834473.

ACHE

HORMIGÓN y ACERO

CINTER

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2026.4151

Blast Resistance and Post-Cracking Performance of High-Strength Self-Compacting Fiber-Reinforced Concrete Slabs

Comportamiento frente a explosiones y resistencia residual de losas de hormigón autocompactante de altas prestaciones reforzado con fibras de acero

David A. Cendón[a], Francisco Gálvez[a], Gonzalo Ruiz[b,*] & Xiaoxin Zhang[c]

[a] *ETSI Caminos, C. y P. — Universidad Politécnica de Madrid, Spain*
[b] *ETSI Caminos, C. y P. — Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, Spain*
[c] *Mining and Industrial Engineering School of Almadén — Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, Spain*

Recibido el 20 de septiembre de 2025; revisado el 10 de febrero de 2026, aceptado el 19 de junio de 2026

ABSTRACT

High-performance steel fiber-reinforced concrete (HPSFRC) is a promising material for structures subjected to dynamic loads, such as explosions. This study investigates the blast performance and residual strength of high-strength, self-compacting steel-fiber reinforced concrete slabs with different fiber configurations. Three mixes were developed: Mix A with 40 kg/m³ of straight 13 mm fibers, and Mixes B and C with additional 20 kg/m³ and 40 kg/m³ of hooked-end 30 mm fibers, respectively. Mechanical tests revealed distinct post-cracking behaviors and increasing fracture energy with fiber dosage. Blast tests showed that the higher fiber content improved crack control and structural integrity, with Mix C exhibiting minimal damage. Residual strength tests confirmed that Mix C retained both peak load and stiffness, while Mix B preserved load capacity but showed reduced stiffness. Mix A suffered significant degradation. These results highlight the role of fiber architecture in enhancing energy dissipation and blast resilience in concrete structures.

KEYWORDS: blast-resistant concrete; high-performance steel fiber-reinforced concrete (HPSFRC); fracture mechanics; residual strength; high strain-rate behavior.

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

RESUMEN

El hormigón de altas prestaciones reforzado con fibras de acero es un material prometedor para estructuras expuestas a cargas dinámicas como explosiones. Este estudio analiza el comportamiento frente a explosiones y la resistencia residual de losas de hormigón autocompactante de alta resistencia, reforzadas con diferentes configuraciones de fibras. Se desarrollaron tres mezclas: la A con 40 kg/m³ de fibras rectas de 13 mm, y las mezclas B y C con 20 kg/m³ y 40 kg/m³ adicionales de fibras de 30 mm con extremos conformados, respectivamente. Los ensayos mecánicos mostraron comportamientos post-fisuraci´on distintos y un aumento significativo de la energía de fractura con la dosificación y longitud de las fibras. Los ensayos con explosivos mostraron que un mayor contenido de fibras mejora el control de fisuras y la integridad estructural, siendo la mezcla C la que presentó menor daño. Los ensayos de resistencia residual confirmaron que las losas de la mezcla C conservaron tanto la capacidad de carga como la rigidez, mientras que la mezcla B mantuvo la carga máxima pero mostró una reducción en la rigidez. La mezcla A sufrió una degradación significativa. Estos resultados destacan el papel clave de la arquitectura de las fibras en la disipación de energía y la mejora del comportamiento estructural frente a explosiones.

PALABRAS CLAVE: hormigón resistente a explosiones; hormigón de altas prestaciones reforzado con fibras de acero (HPSFRC); mecánica de fractura; resistencia residual; comportamiento a alta velocidad de deformación.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: Gonzalo.Ruiz@uclm.es (Gonzalo Ruiz)

How to cite this article: Cendón, D.A., Gálvez, F., Ruiz, G., & Zhang, X.X. (2026). Blast Resistance and Post-Cracking Performance of High-Strength Self-Compacting Fiber-Reinforced Concrete Slabs. *Hormigón y Acero*. 77(309):41-51 https://doi.org/10.33586/hya.2026.4151

1. INTRODUCTION

The increasing frequency and severity of terrorist attacks worldwide have underscored the vulnerability of civil and transport infrastructure to explosive threats. Incidents targeting airports, railway and subway stations, bridges, and governmental buildings have resulted in catastrophic damage, often exacerbated by the progressive collapse of structural systems [1–3]. These events have prompted a surge in research aimed at improving the resilience of structural materials under impulsive loads, including blast and impact scenarios [3–8].

Fiber-reinforced concretes (FRCs) have emerged as a promising class of materials for enhancing the ductility, toughness, and energy absorption capacity of concrete structures. By incorporating discrete fibers into the cementitious matrix, FRCs can significantly improve post-cracking behavior, delay crack propagation, and increase resistance to dynamic loads. Among these, high-performance fiber-reinforced concretes (HPSFRCs) represent a notable advancement, combining high compressive strength with superior tensile and flexural performance [7–9].

HPSFRCs are typically formulated using optimized matrices with low water-to-cement ratios, fine aggregates, and mineral admixtures such as silica fume, along with steel, synthetic, or hybrid fibers. The mechanical performance of HPSFRCs is governed by several parameters, including fiber type, geometry, orientation, volume fraction, and the quality of the fiber-matrix interface [9, 10]. These materials have demonstrated exceptional behavior under quasi-static and low strain-rate conditions; however, their response under high strain rates —typical of blast and impact events— remains less understood.

Although some experimental studies have investigated the performance of HPS-FRC structural elements under blast and impact loads [11–13], there is a notable gap in systematic material-level investigations that isolate the effects of fiber architecture on dynamic fracture behavior [14, 15]. Recent reviews have emphasized the need for a deeper understanding of fiber-matrix interaction, strain-rate sensitivity, and energy dissipation mechanisms in HPSFRCs subjected to impulsive loads [10, 16].

This paper presents an experimental study aimed at characterizing the behavior of self-compacting HPSFRCs under blast loading, with a focus on fracture mechanics and residual strength. Three concrete mixes were developed with varying fiber types and dosages to induce distinct softening and hardening behaviors. Mechanical characterization included compressive strength, Young's modulus, Poisson's ratio, and specific fracture energy at two strain rates. Blast tests were conducted on slab specimens to evaluate damage patterns and structural response. Post-blast residual strength tests provided insight into the integrity and load-bearing capacity of the damaged slabs.

2. MATERIALS

2.1. Concrete Mixes

In this study, three distinct high-performance fiber-reinforced concrete (HPSFRC) mixes —designated as Mixes A, B, and C— were developed to investigate the influence of fiber type and dosage on post-cracking softening behavior under dynamic loading conditions. All mixes shared a common high-performance cementitious matrix, while differing in the type and quantity of steel fibers incorporated.

The base matrix composition consisted of CEM I 42.5 R-SR Portland cement, silica fume, siliceous filler, fine sand (with a maximum particle size of 0.8 mm), coarse sand (2.0 mm), and water. The constituents were proportioned by weight in the following ratio: 1 : 0.12 : 0.35 : 1.21 : 1.27 : 0.38, respectively. This mixing proportion was selected to ensure high compressive strength, low permeability, and enhanced fiber-matrix bond characteristics.

The primary variable among the mixes was the steel fiber configuration. Two commercially available fiber types were employed:

- Short, straight fibers (Bekaert OL 13/.20), with a length of 13 mm, a diameter of 0.30 mm, and an aspect ratio of 65.
- Long, hooked-end fibers (Bekaert RC 80/30 BP), with a length of 30 mm, a diameter of 0.38 mm, and an aspect ratio of 80.

Table 1 details the fiber dosage for each concrete type. To ensure an even distribution of the fibers, we gradually incorporated them into the mixture. This gradual process enabled the fibers to disperse individually once the matrix had achieved the optimal fluidity and a glossy appearance. Slump flow tests were conducted in accordance with the standard procedure [17] to evaluate the fresh-state workability of the mixes. The slump flow diameter was measured along two orthogonal directions, and the average values are reported in Table 2. A visual representation of the slump flow test is provided in Fig. 1.

TABLE 1.
Steel fiber contents for each concrete mix.

Concrete types	*Short fibers (kg/m³)*	*Long fibers (kg/m³)*
A	40	—
B	40	20
C	40	60

The observed reduction in slump flow with increasing long fiber content reflects the well-documented trade-off between fiber reinforcement and workability.



Figure 1. Slump flow test.

TABLE 2.
Slump flow diameters of fresh concrete mixes.

Concrete types	*Slump diameters (mm × mm)*
A	700 × 700
B	660 × 670
C	570 × 570

Mix C, with the highest hooked-end fiber dosage, exhibited the lowest flowability, indicative of increased internal friction and reduced matrix mobility. This behavior is critical in blast-resistant applications, where fiber architecture must balance mechanical performance with practical constructability.

2.2. Mechanical Properties

The mechanical characterization of the three HPSFRC mixes encompassed compressive strength, tensile strength, Young's modulus, Poisson's ratio, and specific fracture energy. These parameters were selected to evaluate both the quasi-static and dynamic response of the materials, with particular emphasis on post-cracking behavior and strain-rate sensitivity.

Compressive strength (f_c) and Young's modulus (E) were determined using four cylindrical specimens per mix, each measuring 150 mm in diameter and 300 mm in height, in accordance with ASTM C39 [18]. Poisson's ratio (v) was derived from lateral and axial strain measurements during loading.

Flexural strength (f_{flex}) and specific fracture energy (G_F) were obtained from three-point bending tests on notched prismatic specimens of dimensions 100 × 100 × 450 mm³, following the RILEM TC 162-TDF recommendations [19]. To investigate the influence of strain rate on fracture energy, tests were conducted at four distinct loading velocities:

- 2.2 μm/s and 22 mm/s using a servohydraulic testing machine (Fig. 3a),
- 1.8 m/s and 2.7 m/s using a drop-weight impact device (Fig. 3b) [15, 20, 21].

For each velocity and mix, four specimens were tested to ensure statistical robustness.

Table 3 summarizes the mechanical properties obtained under quasi-static loading conditions. The results validate the effectiveness of the mix design strategy in producing distinct post-peak behaviors. Representative load-displacement curves for the three mixes at two loading rates are presented in Fig. 2, illustrating the transition from softening to hardening with increasing fiber content.

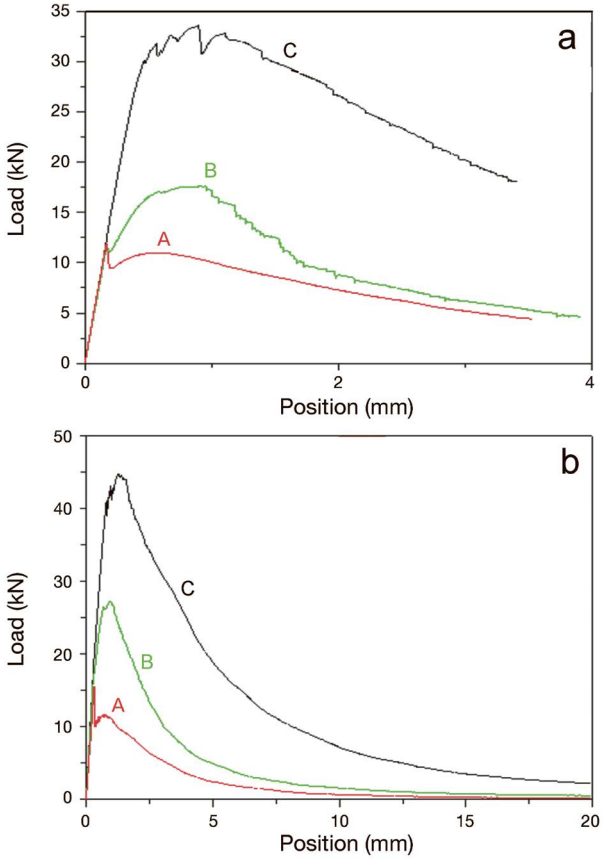


Figure 2: Load-displacement curves at loading velocities of: a) 2.2 μm/s; and b) 22 mm/s.

Following peak load —which marks the initiation of macrocrack propagation—Mix A (the lowest fiber content) exhibited a gradual decline in load-bearing ca-pacity, characteristic of softening behavior. In contrast, Mix C (the highest fiber content) demonstrated a pronounced increase in load after cracking, indicative of strain-hardening. This behavior is attributed to the synergistic effect of high fiber dosage and the mechanical anchorage provided by hooked-end fibers. Mix B, with intermediate fiber content, displayed transitional behavior between the two extremes.

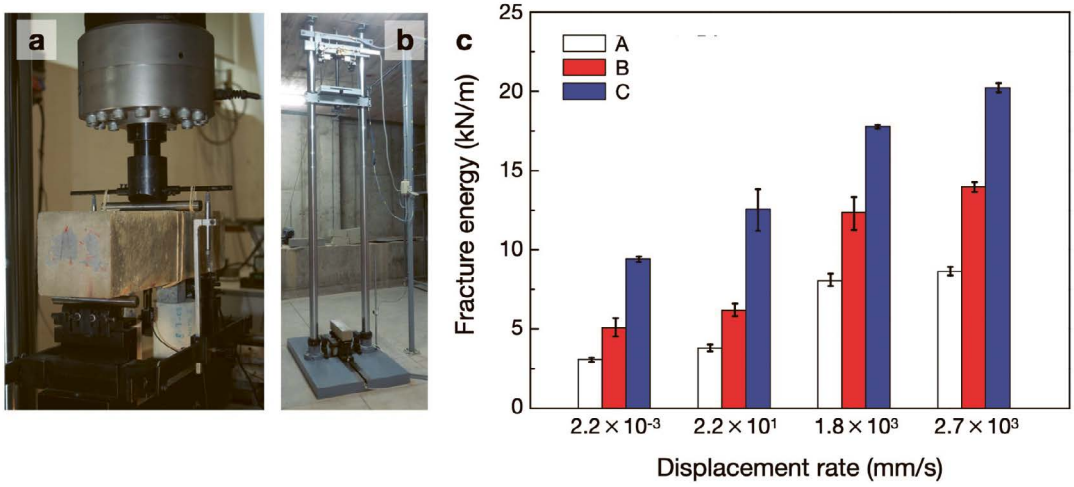


Figure 3. Fracture energy measurements at multiple displacement rates: (a) servo-hydraulic machine (2.2 μm/s and 22 mm/s); (b) drop-weight device (1.8 m/s and 2.7 m/s); (c) fracture energy vs. displacement rate for all mixes at δ = 3 mm.

TABLE 3.
Mechanical properties of the concrete mixes (standard deviations in parenthesis).

Concrete type	f_{flex} *(MPa)*	*E (GPa)*	*v*	f_c *(MPa)*
A	8.5 (0.3)	46 (3)	0.18 (0.01)	112 (1)
B	14.8 (3)	45 (2)	0.17 (0.01)	113 (6)
C	25.3 (0.05)	46 (3)	0.17 (0.01)	114 (3)

Specific fracture energy was evaluated at a fixed displacement of 3 mm across all loading rates. Table 4 and Fig. 3c present the results, highlighting the influence of both fiber content and strain rate. A consistent trend was observed: fracture energy increased with fiber dosage at all displacement rates. For instance, Mix B exhibited approximately 60% higher energy absorption than Mix A, while Mix C showed increases of 200% and 125% over Mix A at low and high rates, respectively.

The effect of strain rate was quantified using dynamic increase factors (DIF), defined as the ratio of dynamic to quasi-static fracture energy. At the highest loading rate (2.7 m/s), DIF values were 2.81, 2.76, and 2.15 for Mixes A, B, and C, respectively. These results suggest that while all mixes benefit from rate-dependent toughening, the relative enhancement diminishes with increasing fiber content, likely due to saturation effects in fiber bridging mechanisms.

TABLE 4.
Fracture energies at 3 mm displacement for various loading rates (standard deviations in parentheses).

Concrete type	G_F *(kN/m) for a* δ *of 3 mm at a* $\dot{\delta}$ *of:*			
	2.2 µm/s	*22 mm/s*	*1.8 m/s*	*2.7 m/s*
A	3.07 (0.26)	3.78 (0.42)	8.06 (0.77)	8.63 (0.55)
B	5.06 (1.17)	6.17 (0.79)	12.35 (2.08)	13.96 (0.61)
C	9.41 (0.36)	12.55 (2.65)	17.75 (0.23)	20.22 (0.59)

2.3. Blast Test Specimens

To evaluate the blast resistance of the fiber-reinforced concrete mixes described in Section 2.1, square slab specimens with nominal dimensions of 500 × 500 × 50 mm³ were fabricated. Each slab was cast using one of the three mix designs (A, B, or C), ensuring consistent curing and handling procedures across all specimens to minimize variability.

For each concrete type, six slabs were fabricated, resulting in a total of eighteen specimens. Of these, four slabs per mix were selected for blast testing, while the remaining two were reserved for post-blast analysis and control comparisons. Note that we did not consider plain concrete slabs since they would likely have fragmented into numerous pieces under the blast loads considered, making their characterization impractical. Since such slabs are unsuitable for protective purposes, our study focuses instead on the influence of different fiber reinforcements.

The slab geometry was chosen to realistically assess damage mechanisms like spalling, cracking, and fiber pull-out under high-strain-rate loading conditions. It is important to note that the slab geometry used in this study is not intended to represent full-scale protective elements. It can also be used to calibrate numerical models for modelling this type of concrete under blast loading. This approach is commonly adopted when the primary objective is to investigate the fracture and post-cracking behavior of high-performance fiber-reinforced concretes under impulsive actions. Additionally, since high-performance fiber-reinforced concretes have long characteristic lengths (calculated as $\ell_{ch} = G_F E/f_t^2$), indicating their high ductility, size effects were not considered. This suggests that significant size effects can be negligible, as noted in [22].

Additionally, the slabs used in the experiments were approximately twice as thick as the length of the long fibers (Bekaert RC 80/30 BP, which are 30 mm long). Consequently, the long fibers were largely aligned with the free surfaces of the slabs, potentially creating a wall effect that



Figure 4. Test bench used in the blast tests.

enhances slab bending. This wall effect would diminish in thicker slabs.

3. BLAST TESTS

3.1. General Characteristics

The blast tests were conducted following the standardized procedure described in [23, 24], employing a purpose-built steel frame test bench designed to ensure uniform exposure of specimens to the blast load. As illustrated in Fig. 4, the square steel frame was capable of accommodating up to four concrete slabs per detonation, thereby enabling simultaneous testing under identical loading conditions.

Each slab was simply supported at its corners within the frame, allowing for free deformation and minimizing boundary constraints. This configuration ensured that the blast pressure was uniformly distributed across the exposed surface of each slab, facilitating consistent damage assessment and comparative analysis.

The steel frame featured a column spacing of 3.00 m, establishing a stand-off distance of 1.50 m between the explosive charge and the slab surfaces. To reduce the influence of ground-reflected shock waves and enhance the fidelity of the pressure field, the explosive was elevated to a height of 1.70 m above the ground. A schematic representation of the test bench, including its geometric configuration and spatial layout, is provided in Fig. 5.

All detonations employed Goma-2 ECO, a commercial dynamite-class explosive manufactured by Maxam. The explosive was supplied in cylindrical cartridges, each containing 151.5 g of active material. The TNT equivalence of Goma-2 ECO —based on the ratio of the heat of explosion of both explosives per unit weight— is 0.956, which can be used to calibrate the blast energy and estimate the equivalent charge mass for comparative analysis. For initiation, we used RIONEL LP non-electric detonators and RIONEL LLX shock tubes.

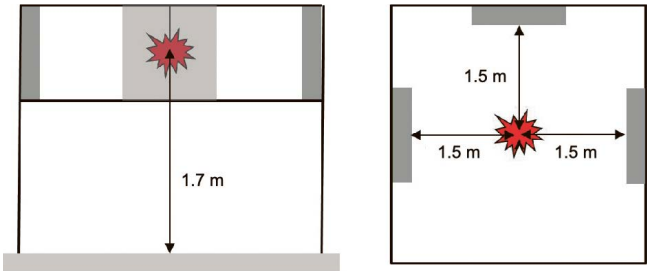


Figure 5. Sketch and dimensions of the test bench.

3.2. Testing Procedure

To enable a direct and controlled comparison of the blast performance among the three concrete mixes, each detonation involved one slab from each mix type. This setup resulted in three slabs being tested for every detonation (see Figs. 4 and 5). By using this configuration, we minimized variability caused by spatial or temporal differences during the explosive events. Each slab was identified by a name that includes a letter corresponding to the mix type (A, B, or C) followed by a number ranging from 1 to 6. Table 5 presents the slabs that served as references for the residual strength tests (Test 0) and those that were subjected to the blast loading. Importantly, in all cases, the rough side of the slab, which was exposed during the forming process, faced the blast wave.

An initial calibration test was conducted using 17 cartridges of Goma-2 ECO, corresponding to an explosive mass of approximately 2.58 kg (Test 1). This preliminary trial served to verify the functionality of the data acquisition system and to provide a baseline assessment of slab damage under moderate blast loading. As the resulting damage was limited, the explosive charge was subsequently increased to 22 cartridges, yielding a total mass of 3.33 kg of Goma-2 ECO.

To account for inherent variability in concrete properties and blast testing conditions, the final test configuration was repeated three times (Tests 2-4). This ensured that each concrete mix was represented by three specimens exposed to the same blast load, thereby enhancing the statistical reliability of the results. The explosive configurations employed throughout the test campaign are summarized in Table 5.

The cartridges were arranged in a bunch, roughly resembling a cylinder. Figure 6a depicts one of these cartridges' bunch positioned in front of a slab, while Fig. 6b presents a view of the cartridges from below. The image also depicts the detonating cord penetrating the center of the bunch to initiate the explosion.

All detonations were documented using a high-speed camera. Figure 7 presents a sequence of frames captured during Test 4, with each image annotated to indicate the elapsed time relative to detonation. Rey *et al.* [24] showed that this blast setup leads to an approximately spherical blast front and that the pressure distribution across the slab surfaces is effectively uniform, which is also suggested by the recorded movies (see Fig. 7).

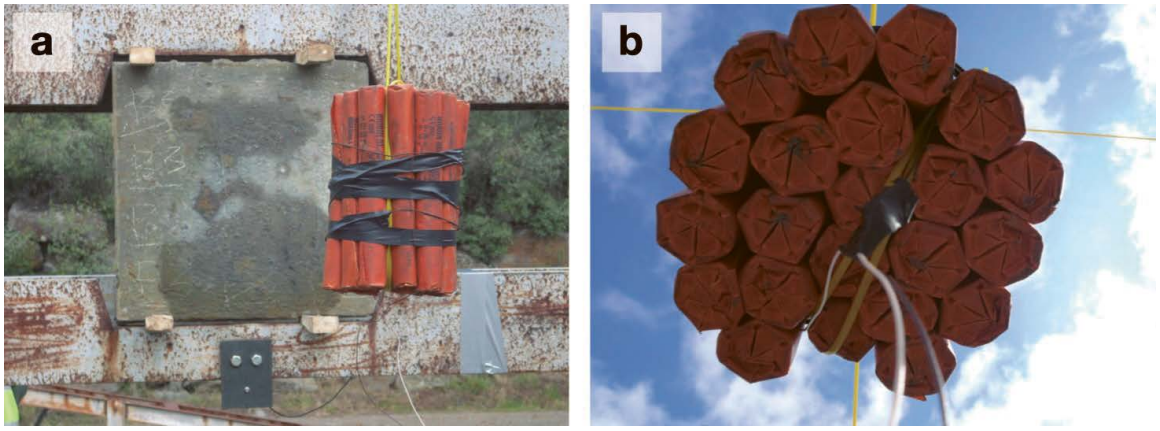


Figure 6. Details of the explosive arrangement: (a) A bunch of cartridges positioned in front of the slab of concrete B before Test 3 (the image also depicts the pressure sensor, supported by a plate fixed to the frame); and (b) a bottom-view detail of the cartridge bunch.

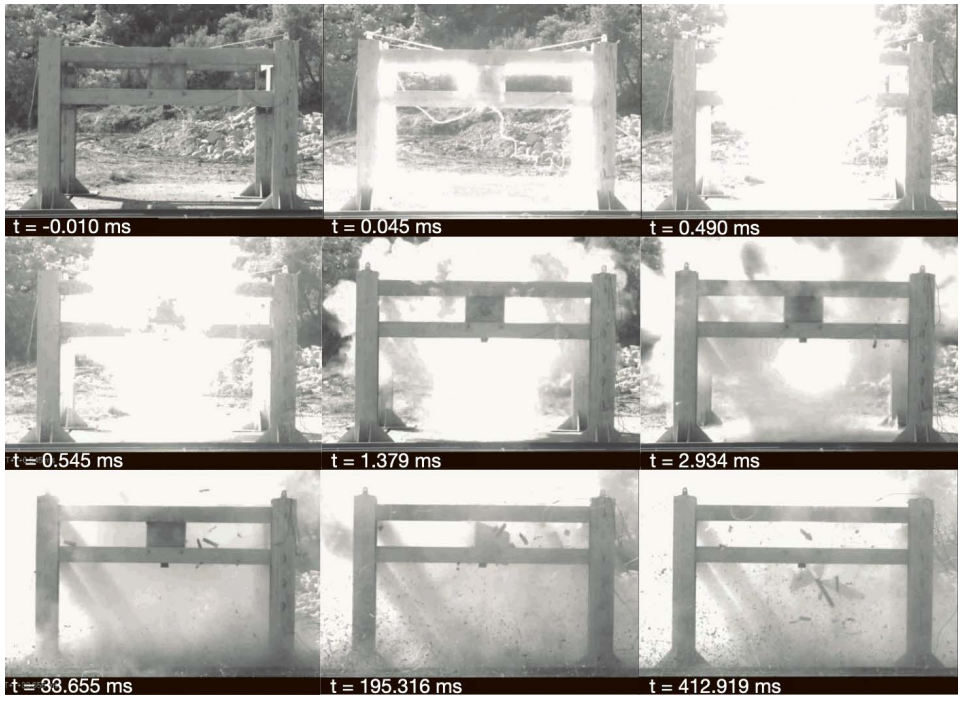


Figure 7. Snapshots of the Test 4, captured by the high-speed camera.

TABLE 5.
Explosive loads and concrete types tested.

Test	*Nº of cartridges*	*Goma 2 (kg)*	*TNT eqv. (kg)*	*slab name*		
0	—	—	—	A1, A2	B4, B5	C1, C2
1	17	2.58	2.46	A4	B2	C4
2				A3	B3	C3
3	22	3.33	3.18	A6	B6	C6
4				A5	B1	C5

3.3. *Blast Pressure Histories*

To support subsequent numerical simulations and to validate empirical blast load models, pressure-time histories acting on the concrete slabs were recorded during each detonation. For this purpose, a PCB Piezotronics 102B piezoelectric pressure transducer was positioned right below one of the slabs (see Fig. 6a) to capture the incident pressure wave generated by each detonation. The acquisition system operated at a sampling frequency of 25 MHz. This setup enabled precise quantification of key blast wave parameters, including peak overpressure, specific impulse, and positive phase duration. The instrumentation was calibrated to ensure minimal signal distortion and accurate synchronization with the detonation event.

As illustrated in Fig. 8, the recorded pressure histories demonstrated good consistency across the three 3.33 kg Goma-2 ECO blasts (Tests 2-4). This repeatability confirms the reliability of the test configuration and the uniformity of the explosive charge deployment, thereby reinforcing the validity of the pressure data for use in computational modeling and comparative analysis.

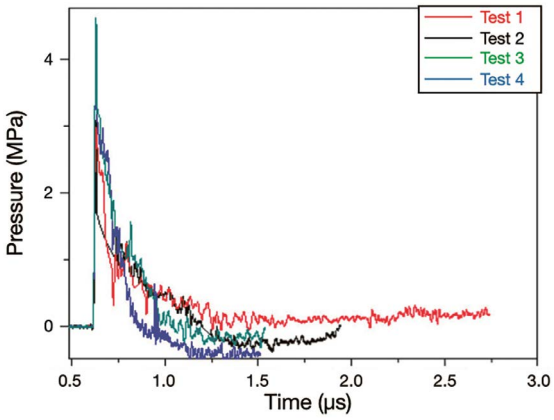


Figure 8. Blast pressure histories recorded during the tests.

3.4. Results and Discussion

3.4.1. Overall Behavior of the Slabs

Figure 9 displays the concrete slabs immediately following Test 2, arranged in ascending order of fiber content from bottom to top. It shows the rough side for concretes B and C, while the smooth surface is visible in the case of concrete A. Note that, in all blast tests, the rough surface of each slab — the face that remained free during casting— was consistently oriented toward the explosive charge. This ensured a uniform and reproducible exposure condition across all specimens, and facilitated the observation of the crack patterns in the tensioned smooth surface.

The visual inspection of post-blast damage reveals a clear correlation between fiber dosage and the structural response of the slabs, underscoring the critical role of fiber content and geometry in mitigating blast-induced damage. The slab fabricated with the lowest fiber content (Mix A) exhibited extensive cracking and partial fragmentation, indicating that the energy dissipated through crack propagation was insufficient to preserve structural integrity. Detached concrete fragments were observed, particularly on the tensioned surface, suggesting limited post-cracking load transfer capacity and inadequate fiber bridging.

In contrast, the slab constructed with the highest fiber content (Mix C) — incorporating both a greater volume of fibers and longer, hooked-end fibers—demonstrated superior blast resistance. Only minor surface cracking was visible on the tensioned face, and the opposite face remained largely intact, with no signs of spalling or delamination. This behavior reflects enhanced energy absorption and crack control mechanisms facilitated by the dense and mechanically anchored fiber network.

The slab corresponding to the intermediate fiber content (Mix B) exhibited damage characteristics between those of Mixes A and C. While visible crack patterns were present, the slab retained its overall structural coherence, with no significant material loss. This transitional response highlights the progressive improvement in blast resilience with increasing fiber reinforcement.

3.4.2. Failure Patterns

The post-blast failure patterns of the concrete slabs were systematically documented and analyzed (see Fig. 10). The photos displayed in the figure were taken in the laboratory before testing them to evaluate the residual mechanical behavior. All the images show the smooth surface that was in contact with the mold, which was consistently the tensioned face during the blasts. The crack patterns were more pronounced on this side, as the openings of the cracks were wider.

Across all specimens, the observed crack trajectories predominantly exhibited characteristics of shear failure, with curved cracks forming around the slab supports. This failure mode is consistent with the stress concentration zones induced by the blast wave and the boundary conditions of the test setup.

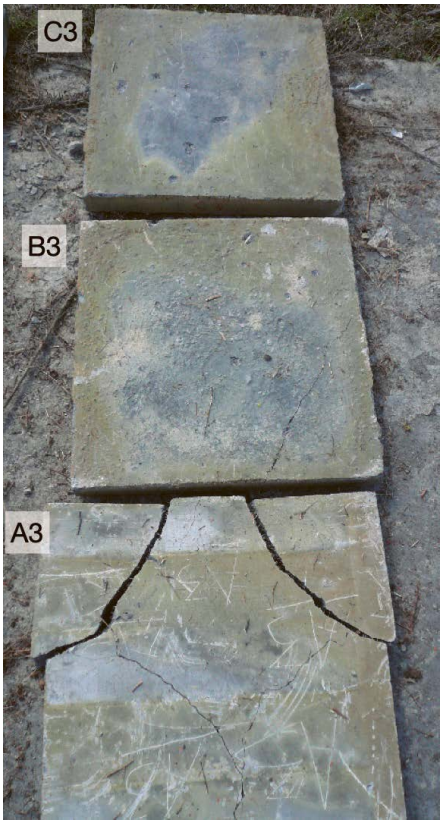


Figure 9. Slabs after Test 2.

When compared to previous experimental campaigns using fiber-reinforced concretes with substantially lower fiber contents [25, 26], the current specimens demonstrated markedly more distributed cracking. Figure 11 juxtaposes the crack patterns from the present study with those obtained in [25, 26]. Although both campaigns employed similar blast loads and self-compacting fiber-reinforced concrete formulations, the earlier study incorporated 25 kg/m3 of long fibers, whereas the present investigation utilized a minimum fiber dosage of 40 kg/m3. This substantial increase in fiber content not only enhanced the mechanical strength of the material but also induced strain-hardening behavior, which facilitated stress redistribution and promoted the formation of multiple cracks across a broader slab area.

A comparative analysis of the crack patterns between Mixes A and B reveals a higher crack density in Mix B. This phenomenon is attributed to the more pronounced hardening response of Mix B, as evidenced by its post-peak load-displacement behavior (see Fig. 2a). Although both mixes

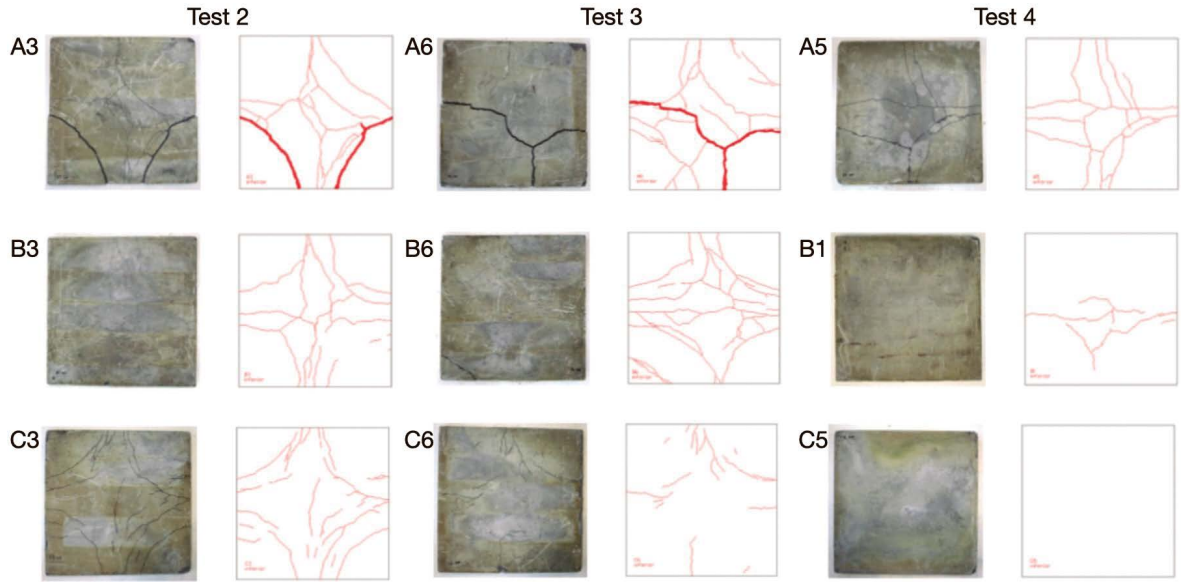


Figure 10. Crack patterns observed on the surface opposite to the blast wave in all the slabs of Tests 2-4.



Figure 11. Comparison of crack patterns: concrete A from the present study (upper row) and a similar slab from [25, 26] (lower row).



Figure 12. Experimental setup for the tests of the residual strength of the slabs.

exhibited similar resistance to crack initiation —reflected in the comparable peak loads— the ability of Mix B to sustain and increase load beyond the initial cracking point enabled the development of additional crack surfaces. In contrast, Mix A, lacking significant post-peak strength gain, exhibited fewer but more localized cracks.

Mix C, characterized by the highest fiber content and superior resistance to crack initiation, displayed the lowest crack density among the three. The enhanced tensile capacity of Mix C, combined with its robust strain-hardening behavior, limited the propagation of cracks and preserved the structural coherence of the slab under blast loading.

These observations underscore the energy dissipation mechanisms inherent to fiber-reinforced concretes. The elevated specific fracture energies measured in the mechanical characterization phase, coupled with the ability to redistribute stresses, facilitated the generation of new crack surfaces. This process significantly increased the total energy absorption capacity of the slabs, contributing to their improved blast resistance.

4. RESIDUAL STRENGTH OF SLABS

4.1. Test Setup

To evaluate the post-blast structural capacity of the fiber-reinforced concrete slabs, residual flexural strength tests were conducted under quasi-static loading conditions. These tests

included both slabs previously subjected to blast loading and two untested reference slabs from each concrete mix, enabling direct comparison between damaged and intact specimens.

The initial testing protocol proposed a five-point bending configuration, with the load applied centrally and the slabs supported at their corners. However, visual inspection following the blast tests revealed extensive damage at the slab corners (see Figs. 9 and 10), which compromised the integrity of the support points. Consequently, the test configuration was revised to a three-line bending setup, as illustrated in Fig. 12. This alternative arrangement provided stable support and allowed for reliable measurement of flexural response.

During testing, the applied load and mid-span vertical displacement were continuously recorded using two linear variable differential transformers (LVDTs). All tests were performed using a servo-hydraulic testing machine with a maximum capacity of 1 MN, operating at a controlled displacement rate of 7 µm/s to ensure quasi-static conditions.

Due to the severity of blast-induced damage, two slabs from Mix A (A3 and A6) were rendered unsuitable for retesting. To supplement the dataset and enhance the robustness of the analysis, slabs previously exposed to the preliminary blast load (17 cartridges) were included in the residual strength evaluation. These specimens provided valuable intermediate data points between fully intact and severely damaged slabs.

4.2. Results and Discussion

Figure 13 presents the load-average displacement curves obtained from the residual strength tests conducted on both intact and blast-damaged slabs, and Table 6 arrays the average values of the load peaks, the flexural strengths, and the fracture energies measured from the curves.

Several key observations can be drawn from these curves. First, regarding peak load capacity —and consequently flexural strength— only the slabs fabricated with Mix A showed a noticeable reduction after blast exposure. This trend is supported by the comparative data from Table 6 plotted in Fig. 14. Specifically, the peak load of slab A4 (subjected to 17 cartridges) was significantly lower than that of the intact reference slabs (A1 and A2), but it remained higher than the peak load recorded for slab A5 (subjected to 22 cartridges). This gradual decrease in peak load with increasing blast intensity highlights the vulnerability of low-fiber concrete to explosive damage.

TABLE 6.
Peak loads, flexural strengths, and fracture energies obtained in the slabs' tests (standard deviations in brackets for results coming from several slabs).

	Peak load (kN)	f_{flex} *(MPa)*	G_F *(kN/m)*
A	28.6 (0.2)	10 (0.3)	3.23 (0.01)
A (17)	24.7	8.2	2.35
A (22)	9	3	0.62
B	50.5 (7.5)	15.8 (0.9)	5.47 (0.4)
B (17)	43.2	12.76	4.52
B (22)	52.1 (3.7)	15.6 (1.1)	4.68 (0.2)
C	61.2 (0.4)	21.5 (0.6)	7.04 (0.01)
C (17)	55.8	19.2	6.40
C (22)	65.7 (5)	21.87 (1.4)	7.06 (0.7)

In contrast, slabs constructed with Mixes B and C did not exhibit any appreciable reduction in peak load following blast exposure. This suggests that the higher fiber content and improved post-cracking behavior of these mixes effectively preserved their load-bearing capacity under quasi-static conditions, even after severe dynamic loading.

Beyond peak load, the effect of blast loading on structural stiffness is also evident. Both Mixes A and B showed reductions in initial stiffness following detonation, whereas Mix C remained largely unaffected. In the case of Mix B, the high fiber reinforcement content induces a delayed peak in the load-displacement response, even in intact specimens. This behavior implies that while the ultimate load capacity remains intact, the concrete matrix suffers internal damage that manifests as a reduction in stiffness.

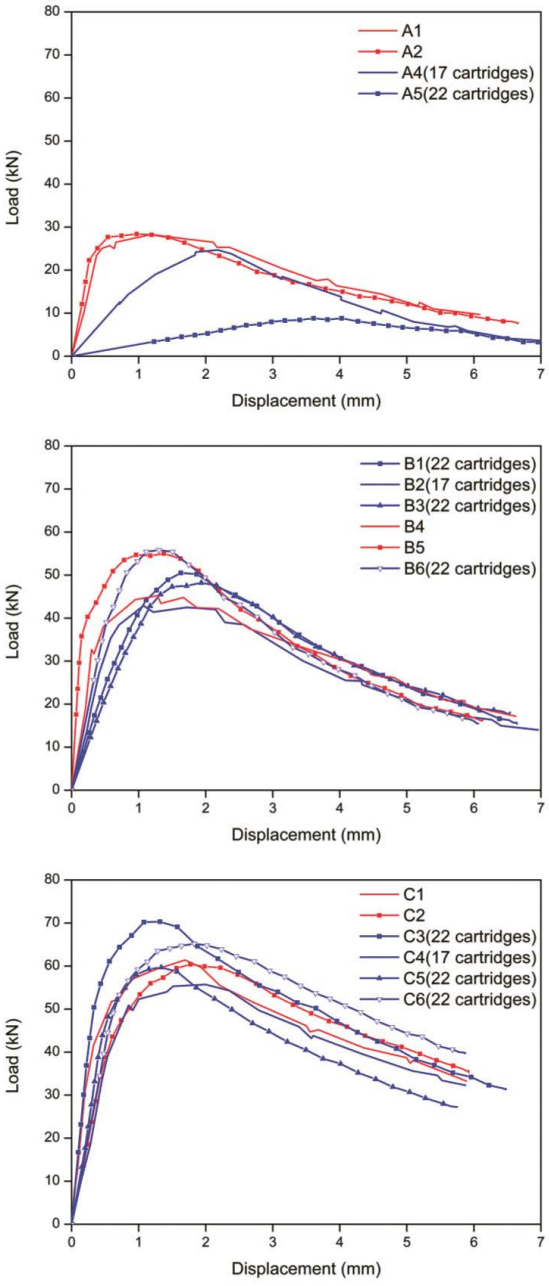


Figure 13. Load-displacement curves of the intact and blast-damaged slabs.

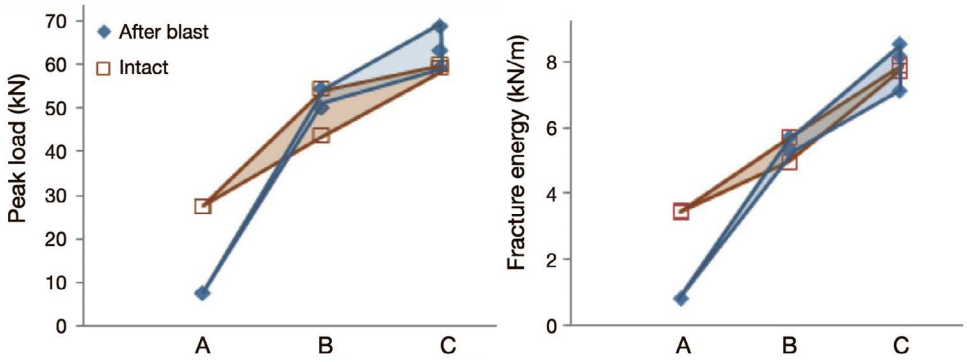


Figure 14. Comparison of the peak loads and fracture energies measured in the pristine and tested slabs for all concrete types.

It is important to note that while peak load governs the ultimate bearing capacity of a structural element, stiffness plays a critical role in stress distribution within a structural system. A sudden loss of stiffness following blast exposure can lead to unintended stress redistribution, potentially triggering progressive collapse mechanisms. Therefore, stiffness degradation should be considered a key parameter in the design and assessment of blast-resistant structures.

The fracture energies from the tests on the slabs indicate that slabs made from Mix A are significantly damaged, as the residual fracture energy is only 20% of that of the intact slabs. In contrast, slabs made from Mixes B and C show no reduction in energy consumption, which confirms that they maintain their functionality after the blast. It is important to note that the noticeable increase in ductility in the slabs of Mix B does not appear to affect the fracture energy significantly, since this improvement is likely attributed more to the fibers than to the matrix itself [27, 28].

5. CONCLUSIONS

This study presented an experimental investigation into the blast behavior and post-cracking performance of high-performance self-compacting concrete reinforced with steel fibers. Three fiber-reinforced concrete mixes —designated as A, B, and C— were developed with varying fiber types and dosages to induce distinct softening and hardening behaviors.

Comprehensive mechanical characterization, including compressive and tensile strength, Young's modulus, and specific fracture energy at multiple strain rates, confirmed the effectiveness of the mix design strategy. The results demonstrated that increasing fiber content and incorporating hooked-end fibers significantly enhanced strain-hardening behavior and energy dissipation capacity. Mix C, with the highest fiber dosage and longest fibers, exhibited superior fracture resistance and dynamic toughness.

Blast tests conducted on slab specimens revealed a strong correlation between fiber architecture and damage mitigation. Mix A, with the lowest fiber content, suffered fragmentation and structural compromise, while Mix C maintained integrity with minimal visible cracking. Mix B displayed intermediate behavior, validating the progressive improvement in blast resilience with increased fiber reinforcement.

Post-blast failure pattern analysis showed that higher fiber contents promoted distributed cracking and stress redistribution, reducing the likelihood of localized failure. Comparisons with previous campaigns using lower fiber dosages highlighted the critical role of fiber-induced strain-hardening in enhancing blast resistance.

Residual strength tests further underscored the importance of fiber reinforcement. While Mix A exhibited a clear reduction in peak load and stiffness after blast exposure, Mixes B and C retained their load-bearing capacity. Notably, Mix B showed stiffness degradation despite unchanged peak strength, indicating internal matrix damage. These findings emphasize that stiffness loss —often overlooked—can critically affect load redistribution and contribute to progressive collapse in structural systems.

In summary, the results demonstrate that fiber type, dosage, and geometry are decisive factors in improving the blast resilience and post-cracking performance of concrete. The enhanced fracture energy, distributed failure mechanisms, and retained residual strength observed in high-fiber mixes position them as promising materials for protective infrastructure applications. Future work will expand on these findings through dynamic residual strength testing and numerical modeling to further inform design strategies for blast-resistant concrete structures.

Funding

This research received funding from the *Ministerio de Innovación, Ciencia y Universidades*, Spain, through grant PID2023-147971OB-C31, *Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha*, Spain, through grant SBPLY/24/180225/000003, and *Universidad de Castilla-La Mancha* & ERDF through grant 2025-GRIN-38445.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge J.C. Lancha and C. Gómez for their participation in the design of the materials and fabrication of the specimens used in this research.

References

[1] B.R. Ellingwood. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4):315–323, 2006.

[2] D.O. Dusenberry. *Handbook for Blast Resistant Design of Buildings*. John-Wiley & Sons, 2010.

[3] E. Cadoni, A. Pérez Caldentey, M. Colombo, A.N. Dancygier, M. di Prisco, H. Grisaro, P. Martinelli, J. O˙zbolt, M. Pajak, and Jaap Weerheijm. State-of-the-art on impact and explosion behaviour of concrete structures: report of RILEM TC 288-IEC. *Materials and Structures*, 58(2):62, 2025.

[4] T.T. Garfield, W.D. Richins, T.K. Larson, C.P. Pantelides, and J.E. Blakeley. Performance of RC and FRC wall panels reinforced with mild steel and GFRP composites in blast events. *Procedia Engineering*, 10:3534–3539, 2011.

[5] M. Mára, C. Talone, R. Sovják, J. Fornusek, J. Zatloukal, P. Kheml, and P. Konvalinka. Experimental investigation of thin-walled UHPFRCC modular barrier for blast and ballistic protection. *Applied Sciences*, 10(23):8716, 2020.

[6] R.R. Castedo, A.P. Santos, A. Alanón, C. Reifarth, M. Chiquito, L.M. López, S. Martínez-Almajano, and A. Pérez-Caldentey. Numerical study and experimental tests on full-scale RC slabs under close-in explosions. *Engineering Structures*, 231:111774, 2021.

[7] Rizwanullah and H.K. Sharma. Blast loading effects on UHPFRC structural elements: A review. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7(6):341, 2022.

[8] A. Měrkováa, P. Khemla, A. Perrotb, and P. Hálaa. Experimental investigation of polyurethane-coated HPFRC panels under direct contact blast. *Acta Polytechnica*, 65(2):188–197, 2025.

[9] T.E.T. Buttignol, J.L.A.O. Sousa, and T.N. Bittencourt. Ultra high-performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC): A review of material properties and design procedures. *IBRACON Structures and Materials Journal*, 10:957–971, 2017.

[10] J. Trajano da Silva Neto, P.R. Ribeiro Soares Jr., E. Dias Reis, P. de Souza Maciel, P.C. Correia Gomes, A.M.C. Gouveia, and A. Cesar da Silva Bezerra. Fiber-reinforced cementitious composites: Recent advances and future perspectives on key properties for high-performance design. *Discover Civil Engineering*, 2(65), 2025.

[11] G. Morales, J. Magnusson, H. Hansson, A. Ansell, F. Gálvez, and V. S´anchez-Gálvez. Behaviour of concrete structural members subjected to air blast loading. In *Ballistics* 2013, pages 1–12. 27th International Symposium on Ballistics, Freiburg, 2013.

[12] J. Xu, C. Wu, H. Xiang, Y. Su, Z.-X. Li, Q. Fang, H. Hao, Z. Liu, Y. Zhang, and J. Li. Behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete columns subjected to blast loading. *Engineering Structures*, 118:97–107, 2016.

[13] M. Foglar, R. Hajek, J. Fladr, J. Pachman, and J. Stoller. Full-scale experimental testing of the blast resistance of HPFRC and UHPFRC bridge decks. *Construction and Building Materials*, 145:588–601, 2017.

[14] P. Bibora, M. Drdlová, V Prachař, and O. Sviták. UHPC for blast and ballistic protection, explosion testing and composition optimization. IOP Conference Series: *Materials Science and Engineering*, 251(1):012004, 2017.

[15] X.X. Zhang, G. Ruiz, M. Tarifa, D. Cendón, F. Gálvez, and W.H. Alhazmi. Dynamic fracture behavior of steel fiber reinforced self-compacting concretes (SFRSCCs). *Materials*, 10(11):1270, 2017.

[16] V. Anish and J. Logeshwari. A review on ultra high-performance fibre-reinforced concrete with nanomaterials and its applications. *Journal of Engineering and Applied Science*, 71(25), 2024.

[17] ASTM C1611/C1611M-21. *Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete*. Annual Book ASTM Standards, 2021.

[18] ASTM C39-21. *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*. Annual Book ASTM Standards, 2021.

[19] RILEM TC 162 TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ–ϵ design method. Final recommendation. *Materials and Structures*, 36(8):560–567, 2003.

[20] X.X. Zhang, G. Ruiz, R.C. Yu, and M. Tarifa. Fracture behaviour of high-strength concrete at a wide range of loading rates. *International Journal of Impact Engineering*, 36(10):1204–1209, 2009.

[21] X.X. Zhang, G. Ruiz, and R.C. Yu. A new drop-weight impact machine for studying fracture processes in structural concrete. *Strain*, 46:252–257, 2010.

[22] Z.P. Bažant and J. Planas. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press, Boca Raton, Florida, 1998.

[23] G. Morales-Alonso, D. A. Cendón, F. Gálvez, B. Erice, and V. Sánchez-Gálvez. Blast response analysis of reinforced concrete slabs: Experimental procedure and numerical simulation. *Journal of Applied Mechanics*, 78(5):051010, 2011.

[24] V. Rey, F. Gálvez, R. Sancho, and D.A. Cendón. Experimental procedure for testing concrete slabs under blast loading. *Proceedings*, 2(8):459, 2018.

[25] M. Oña. *Estudio experimental de elementos de protección de hormigón armado sometidos a explosiones*. Master Thesis. Ingeniería de las Estructuras, Cimentaciones y Materiales. Universidad Politécnica de Madrid, 2014.

[26] M. Oña, G. Morales-Alonso, F. Gálvez, V. Sánchez-Gálvez, and D. Cendón. Analysis of concrete targets with different kinds of reinforcements subjected to blast loading. *The European Physical Journal Special Topics*, 225(5):265–282, 2016.

[27] M. Tarifa, E. Poveda, V.M.C.F. Cunha, and J.A.O. Barros. Effect of the displacement rate and inclination angle in steel fiber pullout tests. *International Journal of Fracture*, 223:109–122, 2020.

[28] E. Poveda, R.C. Yu, M. Tarifa, G. Ruiz, V.M.C.F. Cunha, and J.A.O. Barros. Rate effect in inclined fibre pull-out for smooth and hooked-end fibres: A numerical study. *International Journal of Fracture*, 223:135–149, 2020.



SOFiSTiK offers solutions for

- Bridge design
- Building design
- BIM workflow
- Design, formwork and reinforcement planning

Version SOFiSTiK | 2027
Connecting data. Open for technology.

SOFiSTiK 2027 enables seamless integration of structural data with the digital building model.

'**Connecting Data**' means that results from calculations and design are no longer isolated – they become part of a seamless BIM context.
'**Open for Technology**' represents maximum flexibility: open interfaces, automation and AI-based workflows integrate seamlessly – without dependencies.

The result is structural engineering that is data-driven, scalable and future-proof.

HIGHLIGHTS SOFISTIK 2027





Route du Littoral, La Réunion (France)
Owner: Le Conseil Régional de la Réunion
Contractors: Vinci, Bouygues, Dodin Campenon-Bernard, Demathieu and Bard

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2023.3131

Blast Absorption Capacity of Brittle Mineral Foam: an Experimental Evaluation

Capacidad de absorción de explosiones mediante espuma mineral frágil: evaluación experimental

Aldjabar Aminou[a*], Mohamed Ben Rhouma[a], Bachir Belkassem[b], Hamza Ousji[c], Oussama Atoui[a,d], Lincy Pyl[e], David Lecompte[f]

[a] *Royal Military Academy, Civil and Materials Engineering Department, Belgium, PhD student*
[b] *Royal Military Academy, Civil and Materials Engineering Department, Belgium, Researcher*
[c] *Military Research Center, Sciences and Technologies for Defense, Tunisia, Assistant Professor*
[d] *Vrije Universiteit Brussel (VUB), Mechanics of Materials and Construction Department, Belgium, PhD student*
[e] *Vrije Universiteit Brussel (VUB), Mechanics of Materials and Constructions Department, Belgium, Professor*
[f] *Royal Military Academy, Civil and Materials Engineering Department, Belgium, Professor*

Recibido el 28 de mayo de 2023; revisado el 3 de julio de 2023, aceptado el 13 de septiembre de 2023

ABSTRACT

Cellular materials, such as aluminum foam, have proven to be effective energy absorbents. They can be used as the crushable core for blast mitigation sacrificial cladding. In this paper insights into the blast response of a brittle mineral foam-based sacrificial cladding are presented. The experimental set-up used consists of a rigid steel frame (1000 mm × 1000 mm × 15 mm) with a square cavity of 300 mm x 300 mm in the center. An aluminum plate, representing the structure, with a total surface of 400 mm × 400 mm and a thickness of 2 mm is clamped into the steel frame. Two synchronized high-speed cameras in a stereoscopic configuration are used to capture the dynamic response of the aluminum plate at a frame rate of 20000 frames per second. The transient deformation fields are computed using a three-dimensional digital image correlation technique. The blast load is obtained by detonating 20 g of C4 placed at a distance of 250 mm from the center of the tested aluminum plate. The absorption capacity of the brittle mineral foam is assessed by comparing the out-of-plane displacement, the velocity, the acceleration and the major principal strain of the thin aluminum plate with and without the protective mineral foam. Two foam configurations with different thicknesses are considered: 60 mm and 120 mm. It is shown that adding the brittle mineral foam reduces the out-of-plane displacement together with the displacement velocity and acceleration of the aluminum plate at least by a factor of two. Post-mortem analysis of the foams shows that mitigation of the blast load in the present set-up and under the considered loading is partially obtained by crushing of the cell walls but mostly though the growth of cracks in the specimen.

KEYWORDS: Blast mitigation, Sacrificial cladding, Brittle mineral foam, Vehicle protection.

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

RESUMEN

Los materiales celulares, como la espuma de aluminio, han demostrado ser eficaces como absorbentes de energía. En este artículo se presenta la respuesta frente a una explosión de un revestimiento de protección frágil a base de espuma mineral. El montaje experimental utilizado consiste en un marco de acero rígido (1000 mm × 1000 mm × 15 mm) con una cavidad cuadrada de 300 mm x 300 mm en el centro. Una placa de aluminio, que representa la estructura, con una superficie total de 400 mm × 400 mm y un espesor de 2 mm se sujeta al marco de acero. Se utilizan dos cámaras de alta velocidad sincronizadas en una configuración estereoscópica para capturar la respuesta dinámica de la placa de aluminio a una velocidad de 20000 fotogramas

por segundo. Los campos de deformación transitoria se calculan utilizando una técnica de correlación de imagen digital tridimensional. La carga de la explosión se obtiene detonando 20 g de C4 colocado a una distancia de 250 mm del centro de la placa de aluminio ensayada. La capacidad de absorción de la espuma mineral frágil se evalúa comparando el desplazamiento fuera del plano, la velocidad, la aceleración y la deformación principal mayor de la placa de aluminio delgada con y sin la espuma mineral protectora. Se consideran dos configuraciones de espuma con diferentes espesores: 60 mm y 120 mm. Se demuestra que la adición de espuma mineral frágil reduce el desplazamiento fuera del plano, junto con la velocidad de desplazamiento y la aceleración de la placa de aluminio, al menos en un factor de dos. El análisis post-mortem de las espumas muestra que la mitigación de la carga de la explosión en el montaje considerado y bajo la carga considerada se consigue parcialmente mediante el aplastamiento de las paredes celulares, pero sobre todo mediante el crecimiento de fisuras en la muestra.

PALABRAS CLAVE: mitigaciones de explosiones, revestimiento de protección, espuma mineral frágil, protección de vehículos.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: aldjabaraminou@hotmail.com (Aldjabar Aminou)

How to cite this article: Aminou, A., Ben-Rhouma, M., Belkassem, B., Ousji, H., Atoui, O., Pyl, L., & Lecompte, D. (2023). Blast absorption capacity of brittle mineral foam: an experimental evaluation. *Hormigón y Acero*. 77(309):53-64. https://doi.org/10.33586/hya.2023.3131

1. INTRODUCTION

The demand for blast-resistant structures is growing as a result of the high number of casualties caused by improvised explosive devices (IEDs) and landmine attacks [1]. On the battlefield about 50 to 60 % of all cases of injury and fatality are caused by IEDs [2]. Due to potential significant deformation of a vehicle's bottom plate and high accelerations inside the vehicle, explosion attacks can easily cause significant harm to occupants [3]. The general concept of blast protection is to insert a structure between the explosive charge and the target [4]. This structure is designed to either mitigate explosive detonation [5]–[7], disrupt blast wave propagation [4], [8]–[10], or provide passive target protection [11]–[13]. The detonation of the explosive can for example be mitigated by using bulk water [5], mist [6] and aqueous foam [7]. Multi-layered materials on the other hand rely on the impedance mismatch between each layer to disperse the blast waves across the structure [8]. The incoming blast wave can be deflected or disturbed by using specific geometries, such as V-shaped plates [9], arrays of cylindrical pipes [10] or 3D grid plates [4]. The sacrificial cladding is a passive protective solution that allows the blast wave energy to be dissipated and enhances the protection of the target against blast load [14]. Sacrificial claddings consist of a crushable material positioned in between the structure to be protected and a front skin [14], [15]. The purpose of this front skin is to distribute the generated blast pressure onto the crushable core and to ensure its uniform compression [12], [14], [16]. The crushable core gradually deforms under constant low stress compared to the resistance of the target, absorbing most of the blast-induced energy and therefore potentially safeguarding the target [17].

The crushable core commonly consists of a cellular material with several possible topologies, including tubular [18]–[20], honeycomb structures [17], [21], auxetic cores [21], [22] or cellular solids such as metallic [15], [23], [24], polymeric [14], [25]–[27], or mineral foam [28], [29]. Bonsmann et al. [19], [20] used metallic thin-walled cylinders with and without polyurea coating as crushable cores to mitigate vertical acceleration experienced by passengers in a vehicle subjected to blast loading. It was shown that by using a thin-walled cylinder alone, vertical acceleration levels can be reduced from 150 g to roughly 10 g. At very high acceleration levels, the addition of a polyurea coating to the thin-walled cylinders can result in an 80 – 90 % reduction in vertical acceleration. Aluminum foam-based sacrificial claddings show high energy absorption capability when tested on a rigid structure [11], [15], [23], [30]. Sun et al. [23] experimentally investigated the deformation and failure modes of aluminum foam-based sandwich panels under blast loading. The blast tests were conducted using different face sheet materials, namely aluminum alloy, steel, and carbon fiber-reinforced plastic (CFRP). The crushable cores involved uniform and graded foam. It was shown that sandwich panels with CFRP front face sheets performed better. Their research also indicated that the blast resistance of panels with a positive gradient of core density (i.e., a core density that decreases linearly along the blast direction) is superior to those with a negative gradient of core density. Besides, the performance increases mainly when the difference in core density is important. To take into account the geometry of the underside of a vehicle, Shen et al. [31] investigated experimentally curved aluminum foam-based sandwich panels under blast loading. Curvature had three effects on the blast response of sandwich panels: it lowered the effective impulse imparted to the bottom plate, added a new failure mechanism of wrinkling, and added a new deformation regime with coupled circumferential bending and longitudinal stretching.

Sandhu et al. [32] investigated the mitigation of blast-induced acceleration by using add-on layers of polyurethane-based and rubber-based foams on a rigidly fixed composite plate under different blast loading intensities. The blast load was changed by varying the amount of C4 from 0.15 kg to 0.55 kg. The induced vibration in the composite plate produced by blast wave impingement was quantified in terms of acceleration using a piezoelectric accelerometer. Maximum acceleration mitigation of about 50 % and 80 % was observed for 200 mm of polyurethane-based foam and rubber-based

foam, respectively. Most of the research on using sacrificial cladding to increase the blast-resistance of an armored vehicle mainly focuses on the attenuation of acceleration. However, the deformation of the bottom plate of the vehicle is equally important to attenuate. Deformation of the bottom plate will apply significant axial load to the passenger resulting in lower limb, pelvic and spinal fractures [33]. Additionally, research on the effectiveness of mineral foam as a crushable material is rather limited. Jonet et al. [28] investigated the feasibility of using brittle mineral foam instead of polymeric or metallic foams as a crushable core of a sacrificial cladding for the protection of structures against an explosion event. The brittle mineral foam is from the same family of materials as autoclaved cellular concrete. In their research, Liu et al. [34] found an autoclaved cellular concrete to be strain rate sensitive. Two typical failure modes of autoclaved cellular concrete specimen were observed. When the strain rate was less than 10^{-2} s^{-1}, the specimen broke into several large pieces. This is due to the fact that with low-rate deformation, two or three major cracks can fully develop through the entire specimen. When the strain rate exceeded 10^{-2} s^{-1}, the specimen was broken into numerous small pieces and even crushed into powders. This is because micro cracks cannot develop into large cracks during the fast deformation process under high-speed impact. Many smaller cracks were formed to dissipate the impact energy, resulting in a large number of fragments.

This paper aims to evaluate the blast absorption capacity of brittle mineral foam when used as the crushable core of a sacrificial cladding for an armored vehicle. The absorption capacity of the foam core is investigated in terms of both the reduction of the deformation and out-of-plane displacement acceleration of a fixed aluminum plate representing the underside of a vehicle, i.e., the structure to protect. Previous research conducted by Olson et al. [35] reported failure modes for blast-loaded metallic square plates. By monotonically increasing the impulse, three different failure modes were identified, i.e., large inelastic deformation, tensile tearing of the boundary edges, and transverse boundary shear. Sprangers et al. [36] observed large inelastic deformation for a 3 mm thick aluminum plate (EN AW 1050A – H24) subjected to blast loading. The blast load was obtained by detonating 40 g of C4 set at 250 mm from the center of the tested material. In this work, large inelastic deformation of the aluminum plate is also aimed at. Therefore, the explosive charge mass and the stand-off distance will be chosen accordingly. Initially, the dynamic response of a non-protected aluminum plate subjected to blast loading is examined. Subsequently, the plate is studied with the addition of a foam layer with thicknesses of 60 mm and 120 mm. The explosive charge and the distance between the aluminum plate and the charge are fixed, as is the distance between a vehicle's underside and a potential threat. Therefore, the thicker the foam layer, the smaller the distance between the charge and the sacrificial cladding, and the higher the loading will be.

The present paper is divided into four parts. First, the material properties of the main structure and of the crushable cores are presented. Second, a detailed description of the experimental set-up and the loading is given. Third, the effectiveness of the mineral foam as a crushable core is demonstrated. Finally, conclusions and perspectives on future work are given.

2. EXPERIMENTAL BLAST CAMPAIGN

2.1. Materials

2.1.1. Aluminum plate

Plates serving as the main structure and as front skin were made from low-strength, strain-hardened, cold-rolled aluminum sheets of the alloy EN AW 1050A – H24. This is 99.5% pure aluminum subjected to annealing before being work hardened by rolling. Louar et al. [37] investigated the mechanical properties of EN AW 1050A – H24 by performing uniaxial tensile tests on 2 mm thick specimens. The study compared the material behavior in the longitudinal (0°) and transversal (90°) directions with respect to the rolling direction of the plate. It was concluded that the material is nearly isotropic with only a small variation both in yield stress and failure strain. Table 1 includes the static mechanical properties of this aluminum alloy.

TABLE 1
Mechanical properties of aluminum alloy EN AW – 1050 H24 [37]

Density (kg/m³)	*Young's Modulus (GPa)*	*Yield strength (MPa)*	*Tensile strength (MPa)*
2710	69	75	115

2.1.2. Mineral foam

The foam used in this work is a closed-cell micro-structure foam based on brittle mineral materials. It has a density of 110 kg/m³ and a porosity of 95%. The foam is a mixture of calcium silicate hydrate (70 – 80 % weight concentration w/w), quartz (< 2 % w/w), calcite (15 – 20 % w/w), and gypsum (3 – 8 % w/w) that is stabilized in an autoclave under a pressure of 12 bar and a temperature of about 190 °C. Based on three uniaxial quasi-static compression tests using a displacement velocity of 1 mm/min, the following properties are found: Young's modulus of 30 ± 2 MPa, a plateau stress of 237 ± 11 kPa, and a densification strain of 72 ± 1 % [29].

2.2. Experimental set-up

To study the absorption capacity of the brittle mineral foam, the set-up in Figure 1 (a) is used. The experimental set-up consists of a steel-rigid frame (1000 mm × 1000 mm × 15 mm) and a square cavity of 300 mm x 300 mm in the center. The square plate specimen (Figure 1 (b)) with a total surface of 400 mm × 400 mm and a thickness of 2 mm is clamped into the steel frame. This clamping is ensured by using bolted connections and a clamping frame (Figure 2 (a)) in an attempt to achieve fixed boundary conditions.

Two Photron Fastcam high-speed cameras are placed in a stereoscopic configuration, at an equal distance of 1100 mm from the center of the aluminum plate. The recording of the images at a frame rate of 20000 frames per second is triggered by the intentional rupture of an electric cable situated at the center of the explosive charge. This discontinuity in the electric current will initiate the recording of the dynamic behavior of the tested plate. The shutter time is 1/59000 second. Since important out-of-plane displacements (OPDs) are expected, an increased depth of view is sought by reducing the aperture of both lens-

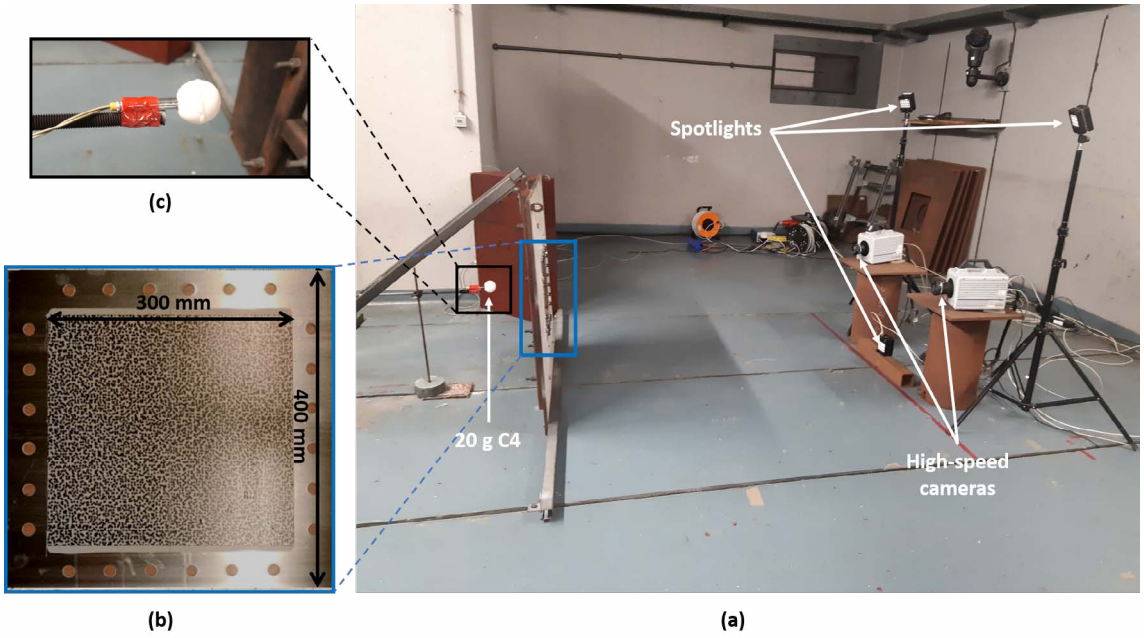


Figure 1. (a) Global view of the experimental set-up with the steel frame, two high-speed cameras in a stereo configuration, and three spotlights; (b) Tested aluminum (EN AW – 1050 A H24) plate painted with a speckle pattern to measure the out-of-plane displacement and in-plane strain field; and (c) spherical explosive and electronic detonator.

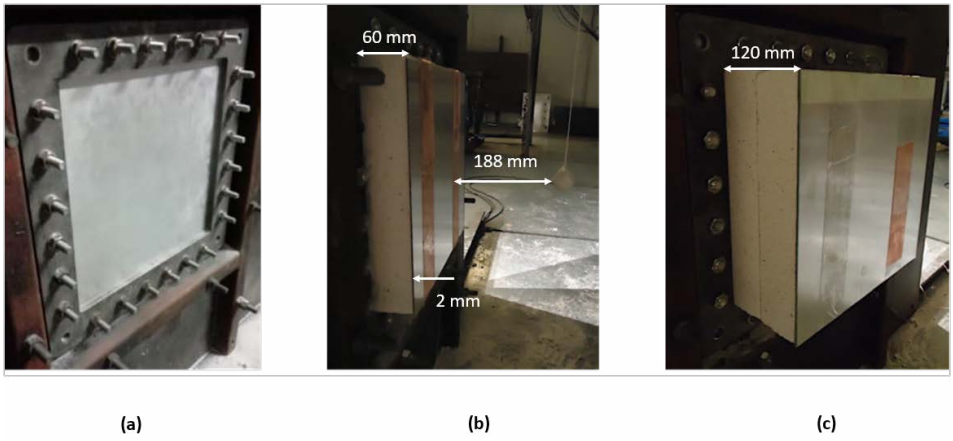


Figure 2. Tested aluminum backplates (a) without foam; (b) with 60 mm thick mineral foam and 2 mm aluminum front skin; and (c) with 120 mm thick mineral foam and 2 mm aluminum front skin.

es. To counterbalance the limited aperture of the shutter, three led lights are used to illuminate the area of interest. Aiming to fully capture the response of the plate at a surface of 400 × 400 mm², the resolution of the images is set to 512 × 512 pixels. This yields a pixel size of 0.78 mm/pixel. For the digital image correlation (DIC) post-process, a subset size of 21 × 21 pixels is used with a subset spacing of 3 pixels and a strain filter of 15.

The absorption capacity of the brittle mineral foam is assessed by comparing the dynamic response of the non-protected clamped aluminum plate to that of the plate retrofitted with different layers of mineral foam. The blast load is obtained by detonating 20 g of C4 placed 250 mm from the center of the tested material. The mass of the explosive charge and the stand-off distance are chosen to guarantee large inelastic deformation of the used aluminum plate. An electronic detonator (1 g of PETN) is used to initiate the detonation. A detail view of the explosive charge, the detonator, and its position is shown in Figure 1 (c).

The foam samples are characterized by a cross-section of 300 mm × 300 mm (cut from panels with a thickness of 60 mm) and two thicknesses, i.e., 60 and 120 mm, as shown in Figure 2 (b) and Figure 2 (c), respectively. Thus, to make 120 mm thick samples, two 60 mm thick foam samples are stacked. To fix the mineral foam, a double-sided self-adhesive tape is used. This adhesive tape is applied to both the aluminum backplate and the front skin. By affixing the mineral foam with this tape on both sides, it is ensured a reliable attachment between the foam and the aluminum components without increasing the strength of the whole structure. The resultant stand-off distances (between the explosive charge and the front skin) are 188 mm and 128 mm respectively, taking into account the thickness of 2 mm of the aluminum front skin.

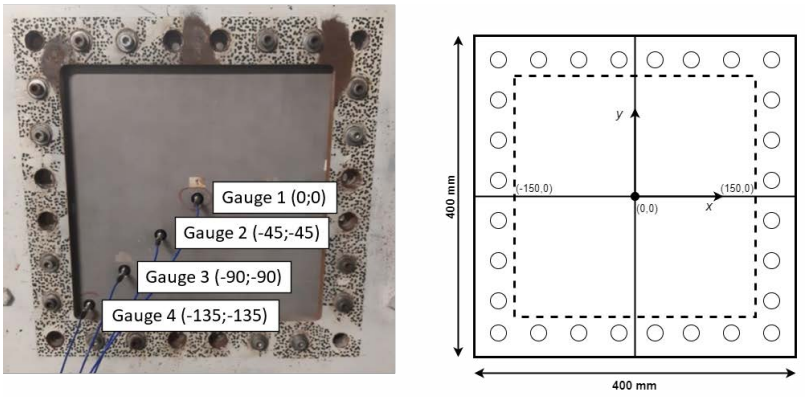


Figure 3. (a) Thick aluminum plate equipped with four high-pressure transducers; and (b) Schematic of the geometry of aluminum plate specimen.

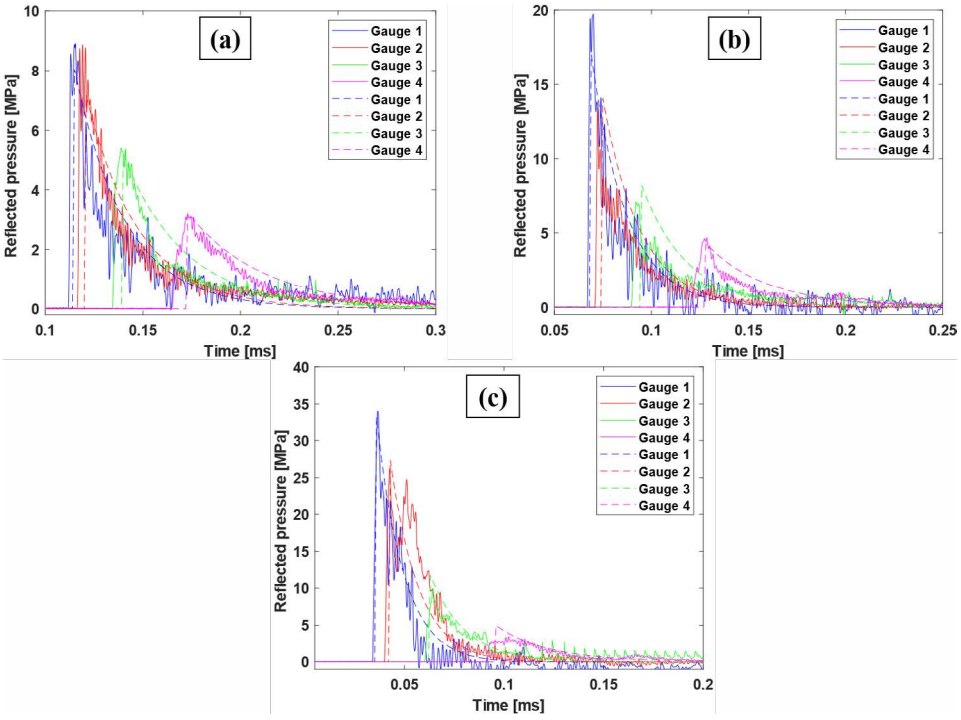


Figure 4. Pressure-time histories for 20 g of C4 set at (a) 250 mm; (b) 188 mm; and (c) 128 mm. The full lines are the measured pressures, while the dashed lines are the predicted ones.

Prior to testing the 2 mm thick aluminum plates under blast loading, tests are carried out on an aluminum plate with a thickness of 15 mm. The main goal of these experiments is to examine the pressure distribution on a rigid plate and use those measurements to investigate the pressure distribution on the front skin as a function of the stand-off distance. The reflected pressure–time signals are measured for a charge of 20 g of C4 using piezoelectric pressure sensors integrated into the plate. The charge is set at 250 mm, 188 mm, and 128 mm, corresponding to the configuration without foam, with a 60 mm and a 120 mm thick foam layer, respectively. Figure 3 (a) shows the location of the four high-pressure transducers (PCB QUARTZ ICP 102B04). They are positioned at coordinates (0,0), (-45, -45), (-90, -90), and (-135, -135) with respect to the axes indicated in Figure 3 (b). In order to evaluate the reproducibility, each test per charge distance is performed three times.

3. DISCUSSION OF THE RESULTS

3.1. *Free-air blast loading*

Figure 4 shows the pressure-time history recorded by the different pressure sensors under the three loading conditions. For the same loading conditions, reflected pressures are predicted using Kingery and Bulmash's empirical model [38]. This empirical model is widely used as an engineering tool for predicting blast waves and provides accurate estimates of maximum reflected over-pressures. The empirical data for air burst are valid for the range of scaled distance Z between 0.147 m.kg$^{-1/3}$ and 40 m.kg$^{-1/3}$ [39], where Z is the ratio between the distance from the charge center to the target and the TNT equivalent mass of the charge. For the studied configurations, Z is equal to 0.438 m.kg$^{-1/3}$ for the smallest stand-off distance and 0.855 m.kg$^{-1/3}$ for the largest one.

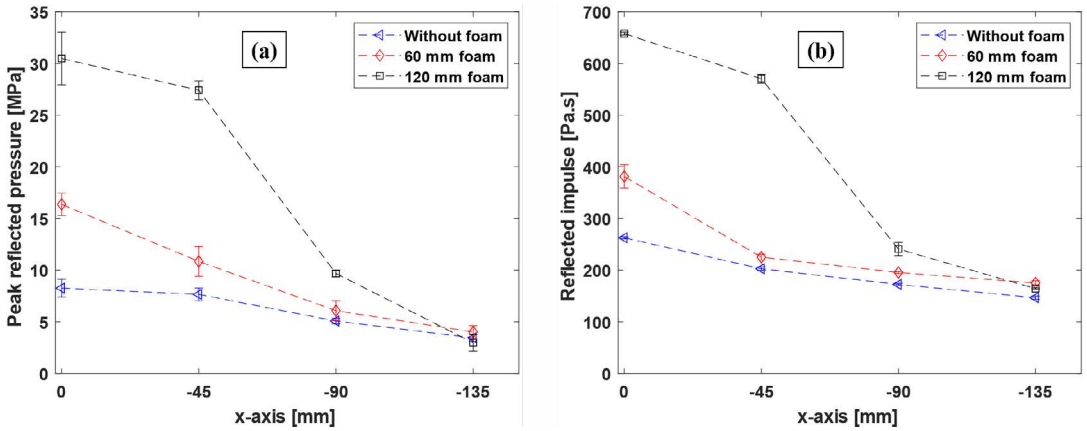


Figure 5. Compilation for various charge locations of the (a) peak reflected pressure, and (b) reflected impulse with an indication of the variability obtained at each gauge.

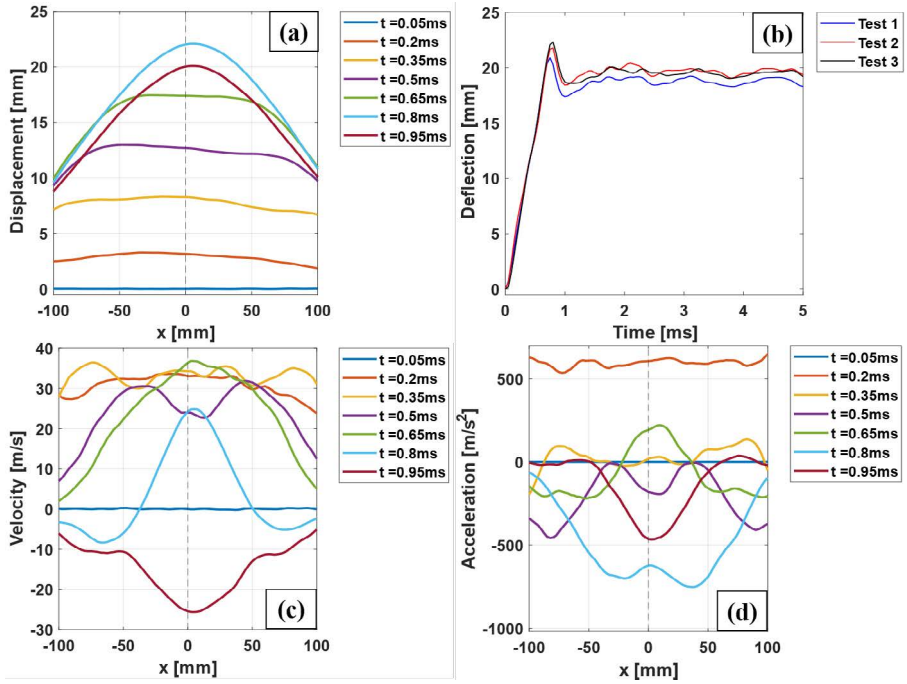


Figure 6. Response of the unprotected backplate (a) out-of-plane displacement profiles; (b) mid-span deflection; (c) velocity profiles; and (d) acceleration profiles.

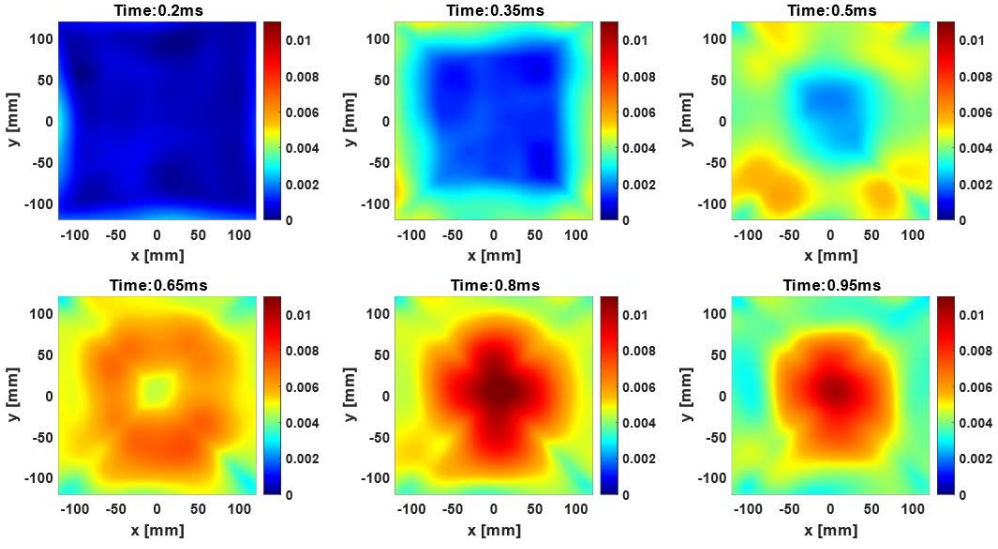


Figure 7. Major principal strain field ε_1(–) of the backplate without foam from 20 g of C4 at different time steps.

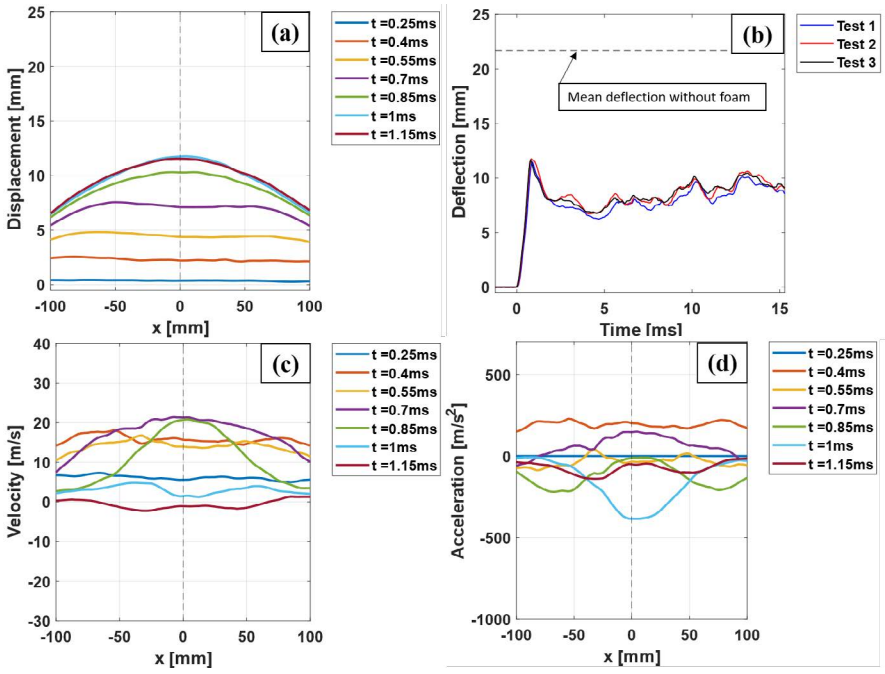


Figure 8. Backplate profile with 60 mm thick foam along x-axis of the (a) out-of-plane displacement profiles; (b) mid-span deflection; (c) velocity profiles; and (d) acceleration profiles.

The results reveal that the air burst model's accuracy in terms of sphericity and amplitude of reflected pressure is adequate, which supports the premise that the blast wave has a spherical shape and expands in radial directions. The results also demonstrate that the empirical model slightly underestimates the shock wave's velocity, as shown in Figure 4. In Figure 4, it is intentionally chosen to represent only one signal to prevent graph overcrowding and maintain visual clarity. Including multiple signals for each charge distance would make the graph too congested and difficult to interpret. Compiled peak pressures and impulses, along with their respective standard deviation, are shown in Figure 5. As the stand-off distance decreases, the blast load becomes more intense and localized.

3.2. *Response of the backplate without foam*

Figure 6 shows the cross-sectional OPD, velocity, and acceleration profiles of the backplate. 3D high speed DIC is used to gather the experimental data. After detonation, the pressure wave travels through the air to the backplate, resulting in a transient distribution load (see Figure 4(a)). Without the protective foam, the backplate is uniformly accelerated at 0.2 ms due to momentum transfer. The plate's material points are all forced to move out of the plane at given velocities. Areas close to the boundaries are constrained. Therefore, they have a very limited initial velocity (note that the profiles are shown from -100 mm to 100 mm, while the boundaries are located at -150 mm and 150 mm). As a result, the plate begins to deform into a rectangular shape. Additionally, due to the constraints at the boundaries, the plate experiences a sudden deceleration at 0.35 ms that propagated from the boundaries to the plate's center. The plate deforms further due to the inertial forces on its distributed mass, with the rectangular shape of deformation evolving towards a sinusoidal shape with a maximum OPD of 22 mm at approximately 0.8 ms. When the reaction forces overcome the inertial forces of the plate's mass, the material points of the plate are given negative velocities from the edges to the center, reaching a minimum of -25 m/s at 0.95 ms. From Figure 6(b), it is clear that the deformation history consists of mainly three major parts. At the beginning of the event, from 0 ms to 0.9 ms, the deformation is highly plastic and attains a peak value. This initial peak is followed by an elastic rebound, i.e., the recovery part [40], and elastic vibrations. Finally, a certain level of plastic deformation is observed. During the inbound and rebound phases, the largest acceleration is around 650 m/s² and 800 m/s², respectively.

Figure 7 depicts the evolution of the major principal strain ε_1. The largest strains occur close to the boundaries until time 0.45 ms. As previously stated, the blast impulse drives the entire plate to move out of the plane. Areas near the clamping boundaries are restrained. Higher strains occur in these areas. Furthermore, when inertia forces take over, strains occur in the center of the plate, reaching maximum values of 1.2 %, corresponding to large inelastic deformation, as reported by Olson et al. [35].

3.3. *Influence of the foam on the backplate response*

In this section the dynamic structural response of the backplate, retrofitted with the foam is investigated. The OPD, velocity, and acceleration are calculated for the two foam configurations, as shown in Figures 8 and 9. When the foam is added, the profiles of OPD, velocity, and acceleration are similar to those without foam protection. There is, however, a minor delay caused by the additional time required for the blast wave to pass through the foam core. A reduction in both the maximum deflection and velocity of the backplate can be observed. With 60 mm thick foam protection, the deflection

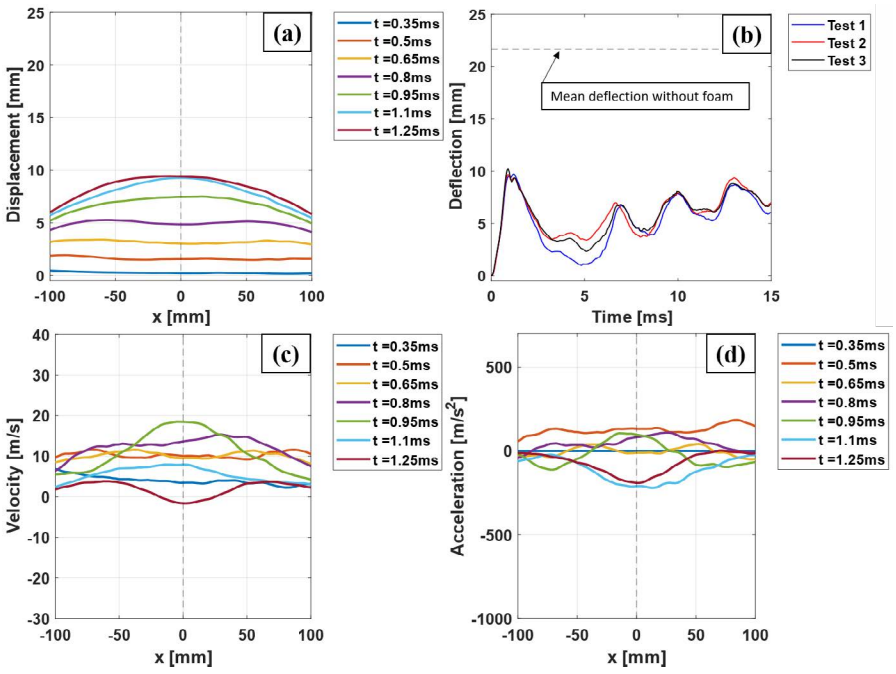


Figure 9. Backplate profile with 120 mm thick foam along x-axis of the (a) out-of-plane displacement profiles; (b) mid-span deflection; (c) velocity profiles; and (d) acceleration profiles.

at the center of the plate is roughly 12 mm, a reduction of 46%, while the reflected pressure and impulse rise by 123% and 45%, respectively.

When the thickness of the foam is doubled, the deflection decreases to around 10 mm, a reduction of 54%, while the reflected pressure and impulse increase by 327% and 150%, respectively. It is also worth noting that the more foam is added, the more significant the recovery part is before oscillating till a permanent plastic displacement. Despite the increased loading due to adding foam and therefore reducing the stand-off distance, the transmitted load to the structure decreases.

Unlike the case without foam protection, the region of the backplate that experiences relatively high velocity and acceleration seems to be reduced towards the center of the plate when the protective foam layer is added. In Figure 6(c), almost the entire area between -100 mm and 100 mm experiences a displacement velocity of more than 30 m/s. When a 60 mm thick foam layer is added, only the plate's area from -75 mm to 75 mm experience a velocity of more than 15 m/s as shown in Figure 8(c), half of the value for the plate without foam. Adding a 120 mm thick foam layer reduces the region that experiences more than 15 m/s to a range from -30 mm to 30 mm as shown in Figure 9(c). This can be explained by the fact that the loading becomes more localized when increasing the foam thickness.

Table 2 summarizes the values of maximum OPD, velocity, and accelerations of the backplate for the different foam thicknesses. The blast load rises with the foam thickness increasing, as discussed in Section 3.1. From Table 2, it can be concluded that adding brittle calcium-silicate-based mineral foam reduces maximum OPDs, velocity, and accelerations of the backplate at least by a factor of two.

Regarding the major principal strain values reached in the backplate with the protective foam, they are greatly attenuated, as illustrated in Figures 10 and 11. From Figure 10, it can be seen that maximum values are still attained in the central region of the plate. Adding a 60 mm thick foam layer reduces the maximal major principal strain from 1.2 % to 0.43 %, i.e., a reduction of 64%. When 120 mm thick foam layer is added, the maximum major principal strain reduces to 0.33%, i.e., a reduction of 73%.

TABLE 2
Summary of pressure, impulse, OPD, velocity, and acceleration results

Foam thickness (mm)	*pR (MPa)*	*i_R (Pa.s)*	*Maximum OPD (mm)*	*Max velocity (m/s)*	*Max acceleration (m/s²)*	
					The inbound phase	*The rebound phase*
0	7.3	235.1	21.7 ± 0.7	40.3 ± 2.3	690 ± 14	792 ± 18
60	16.3	388.9	11.6 ± 0.1	21.2 ± 0.7	276 ± 5	441 ± 8
120	32	615.6	9.9 ± 0.2	16.7 ± 2.3	250 ± 14	289 ± 20

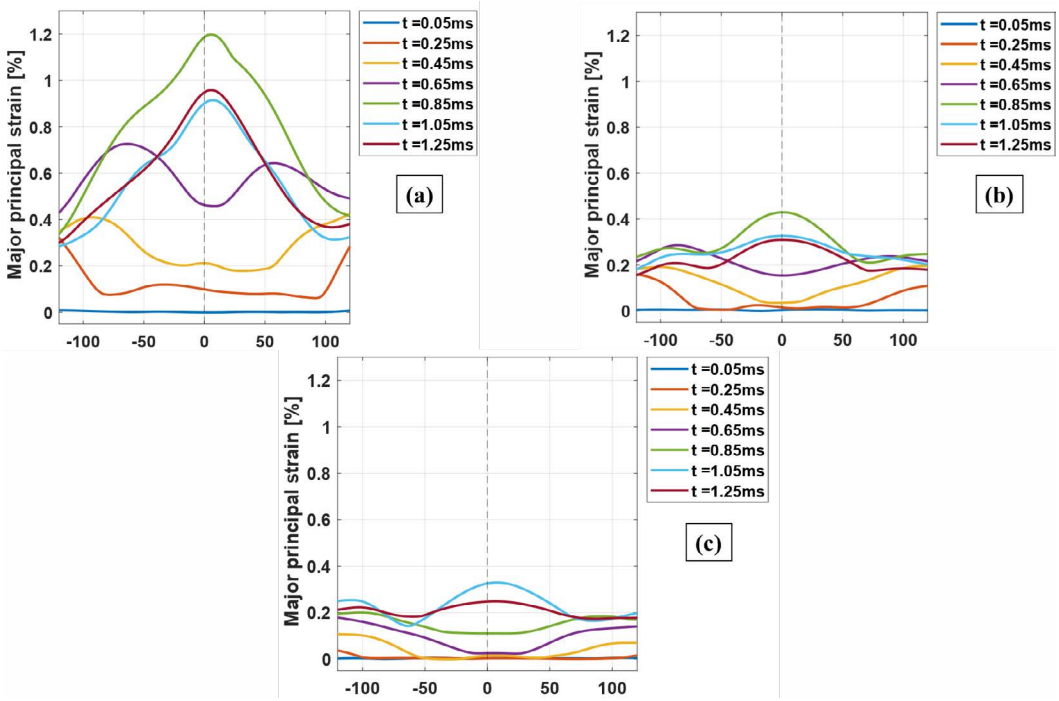


Figure 10. Major principal strain profile ε_1(%) of the backplate from 20 g of C4 at different time steps: (a) without foam; (b) with 60 mm thick foam and (c) with 120 mm thick foam.

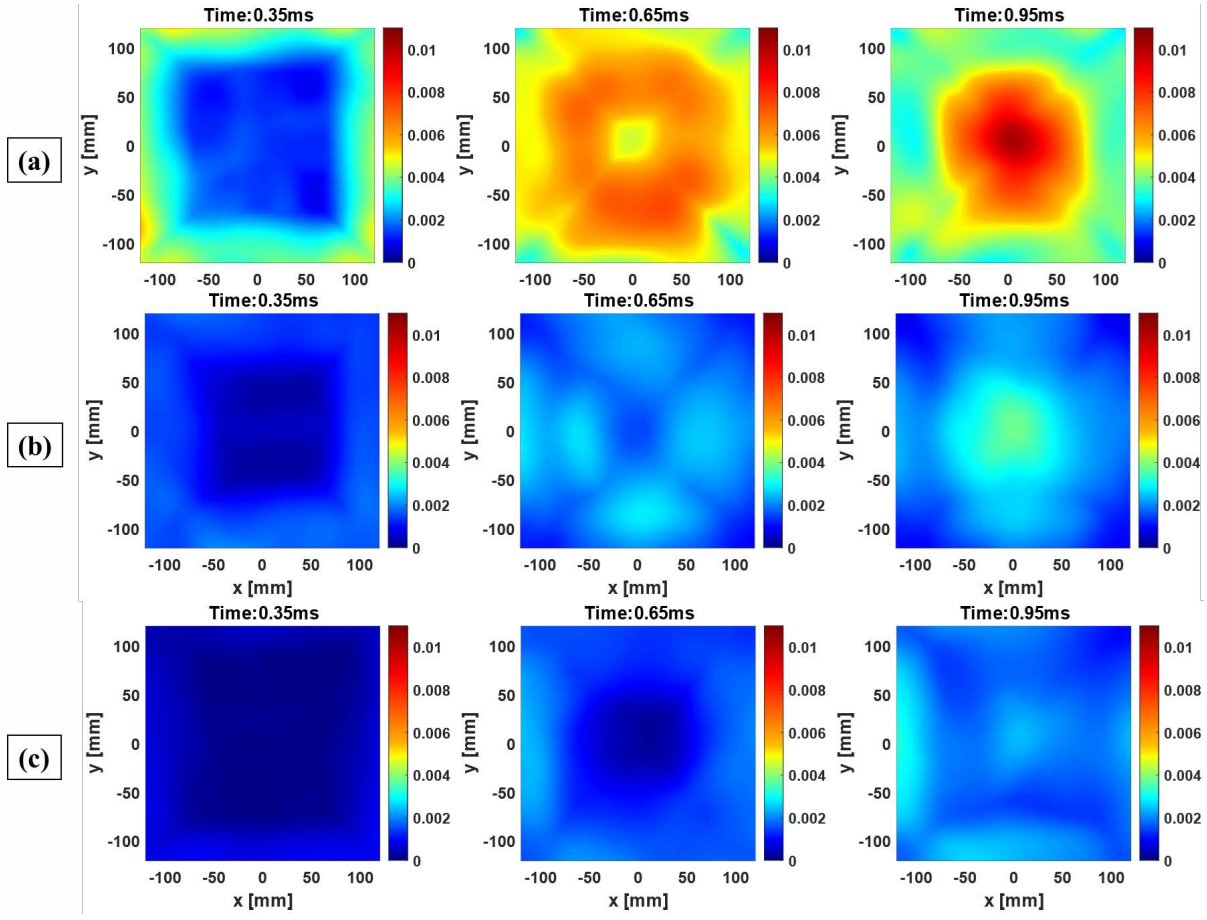


Figure 11. Comparison between major principal strain ε_1 (–) of the backplate from 20 g of C4 at different time steps: (a) without foam; (b) with 60 mm thick foam and (c) with 120 mm thick foam.

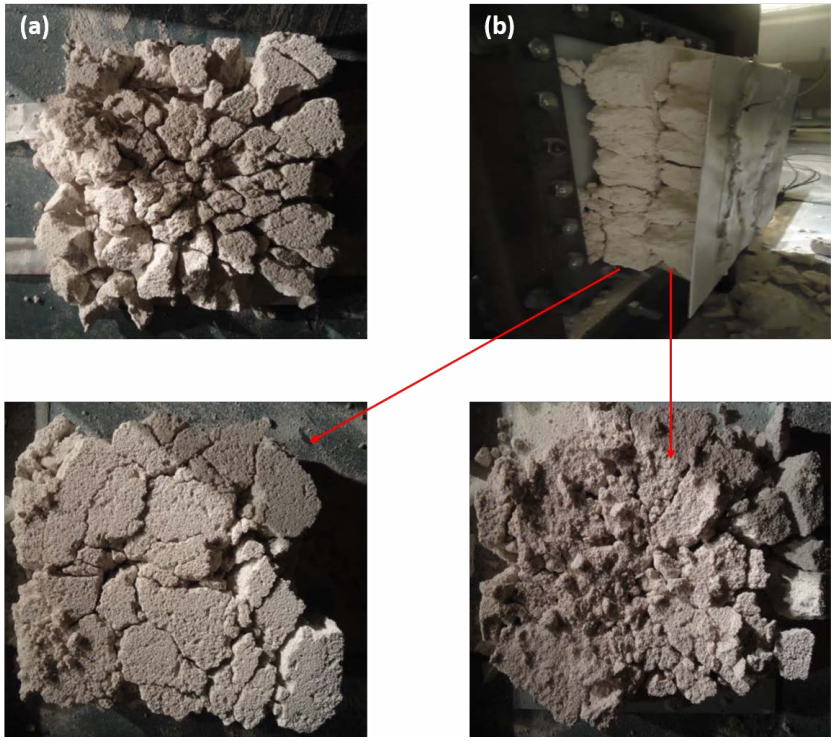


Figure 12. Mechanism of failure of (a) 60 mm thick foam and (b) 120 mm thick foam.

3.4. *Foam mechanism of failure*

Images of tested foams are shown in Figure 12. Two typical failure modes of the calcium-silicate-based foam subjected to blast loading can be observed. Depending on the loading intensity, the mineral foam experiences relatively low and high initial crushing velocity since the mass of the front skin is kept constant. At relatively low initial crushing velocity, i.e., with a 60 mm thick foam layer, there are a lot of large lumps of uncrushed material left. In fact, few major cracks developed through the whole specimen, as shown in Figure 12(a). When 120 mm thick foam is used, the lumps are even larger (Figure 12(b)) for the foam layer adjacent to the backplate, while the first-loaded layer has almost completely disintegrated.

When the foam experiences higher initial crushing velocity, micro-cracks cannot develop into large cracks during the fast deformation process. The sample disintegrates as a result of the formation of lots of smaller cracks. On the other hand, the foam layer adjacent to the backplate experiences lower compression rates compared to the configuration with 60 mm thick foam, resulting in larger lumps. Similar failure modes were observed on autoclaved aerated concrete in [34]. Investigation of what remains of the foam core reveals a non-optimal use of the foam core material. It shows that an optimal use of the mineral foam could have dissipated more energy through core disintegration.

4. CONCLUSIONS

In this paper, the absorption capacity of brittle calcium-silicate based-mineral foam is investigated by comparing the blast response of a clamped aluminum plate, representing the structure, with and without mineral foam. A series of blast tests is conducted by detonating 20 g of C4 set at a distance of 250 mm from the center of the backplate. Two foam thicknesses were considered: 60 mm and 120 mm. Since the distance between the structure and the explosive is kept constant, the analysis of the pressure distribution on the front skin reveals that the blast load becomes more intense and localized when increasing the foam thickness. The DIC technique has been successfully used to monitor the dynamic response of the tested specimens. When applying this type of mineral foam as the crushable core for sacrificial cladding protection, it has been proven to yield promising results.

The results reveal a reduction of OPD, velocity, and accelerations by at least a factor of two when the mineral foam layer, i.e., thickness of 60 mm and 120 mm, is added. The region of the backplate that experienced relatively high out-of-plane displacement velocity and acceleration is reduced to the central part of the backplate when the protective foam layer is added.

The maximum in-plane strains occur at the boundaries of the backplate at the beginning of the loading process due to the clamping of the backplate. Ah the end of the process they occur in the central area of the backplate. At this moment, the shock wave has vanished and, the further deformation of the backplate is only driven by the imparted momentum. There is a reduction of the strains from 1.2 % for the unprotected plate to 0.43 % and 0.33 % when the backplate is protected with 60 mm and 120 mm thick foams, respectively.

Post-mortem analysis of the foams reveals that mitigation of the blast load is obtained through the growth of cracks in the specimen. The crack propagation is found to be crushing velocity sensitive. Large lumps of uncrushed material are left.

By optimizing loading conditions and exploring compartmentalized solutions, the foam could dissipate more energy, thereby improving blast mitigation of the sacrificial cladding.

Acknowledgements

The authors are grateful to the staff of the Laboratory of Propellants, Explosives and Blast Engineering (PEBE) department of the Royal Military Academy (RMA) in Brussels for their support and assistance in performing the different steps of the experimental work.

Funding sources

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

References

[1] E. Krzystała, A. Mężyk, and S. Kciuk, "Minimisation of the explosion shock wave load onto the occupants inside the vehicle during trinitrotoluene charge blast," *Int J Inj Contr Saf Promot*, vol. 23, no. 2, pp. 170–178, Apr. 2016, https://doi.org/10.1080/17457300.2014.966118.

[2] A. N. Pratomo, S. P. Santosa, L. Gunawan, and I. S. Putra, "Countermeasures design and analysis for occupant survivability of an armored vehicle subjected to blast load," *Journal of Mechanical Science and Technology*, vol. 34, no. 5, pp. 1893–1899, May 2020, https://doi.org/10.1007/s12206-020-0411-1.

[3] "Test Methodology for Protection of Vehicle Occupants against Anti-Vehicular Landmine Effects," Apr. 2007. [Online]. Available: www.rta.nato.int

[4] T. Schunck, D. Eckenfels, and L. Sinniger, "Blast disruption using 3D grids/perforated plates for vehicle protection," *Defence Technology*, Oct. 2022, https://doi.org/10.1016/j.dt.2022.10.005.

[5] H. bin Xu and L. K. Chen, "Mitigation effects on the reflected overpressure of blast shock with water surrounding an explosive in a confined space," *Defence Technology*, vol. 17, no. 3, pp. 1071–1080, Jun. 2021, https://doi.org/10.1016/j.dt.2020.06.026.

[6] T. Schunck, M. Bastide, D. Eckenfels, and J. F. Legendre, "Blast mitigation by water mist: the effect of the detonation configuration," Shock Waves, vol. 30, no. 6, pp. 629–644, Sep. 2020, https://doi.org/10.1007/s00193-020-00960-1.

[7] C. Breda, S. Kerampran, M. Sturtzer, M. Arrigoni, and J. F. LEGENDRE, Analysis of planar and spherical *shock-wave* mitigation by wet aqueous foams. 2018.

[8] X. Luo, A. J. Aref, and G. F. Dargush, "Optimal Design of Bundled Layered Elastic Stress Wave Attenuators," *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 26, no. 3, pp. 387–395, May 2012, doi: 10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000143.

[9] Y. Li, Z. Lv, and Y. Wang, "Blast response of aluminum foam sandwich panel with double V-shaped face plate," *Int J Impact Eng*, vol. 144, Oct. 2020, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103666.

[10] S. Berger, O. Sadot, and G. Ben-Dor, "Experimental investigation on the shock-wave load attenuation by geometrical means," *Shock Waves*, vol. 20, no. 1, pp. 29–40, Feb. 2010, https://doi.org/10.1007/s00193-009-0237-3.

[11] Z. Q. Ye and G. W. Ma, "Effects of Foam Claddings for Structure Protection against Blast Loads," *Defence technology*, vol. 14, pp. 433–40, 2018, https://doi.org/10.1061/ASCE0733-93992007133:141.

[12] M. Aleyaasin, J. J. Harrigan, and S. R. Reid, "Air-blast response of cellular material with a face plate: An analytical-numerical approach," *Int J Mech Sci*, vol. 91, pp. 64–70, 2015, https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2014.03.027.

[13] G. W. Ma and Z. Q. Ye, "Analysis of foam claddings for blast alleviation," *Int J Impact Eng*, vol. 34, no. 1, pp. 60–70, Jan. 2007, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2005.10.005.

[14] H. Ousji, B. Belkassem, M. A. Louar, B. Reymen, L. Pyl, and J. Vantomme, "Experimental Study of the Effectiveness of Sacrificial Cladding Using Polymeric Foams as Crushable Core with a Simply Supported Steel Beam," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2016, 2016, https://doi.org/10.1155/2016/8301517.

[15] G. S. Langdon, D. Karagiozova, M. D. Theobald, G. N. Nurick, G. Lu, and R. P. Merrett, "Fracture of aluminium foam core sacrificial cladding subjected to air-blast loading," *Int J Impact Eng*, vol. 37, no. 6, pp. 638–651, Jun. 2010, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2009.07.006.

[16] V. Kostopoulos, G. D. Kalimeris, and E. Giannaros, "Blast protection of steel reinforced concrete structures using composite foam-core sacrificial cladding," *Compos Sci Technol*, 2022, https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2022.109330.

[17] H. B. Rebelo, D. Lecompte, C. Cismasiu, A. Jonet, B. Belkassem, and A. Maazoun, "Experimental and numerical investigation on 3D printed PLA sacrificial honeycomb cladding," *Int J Impact Eng*, vol. 131, pp. 162–173, Sep. 2019, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.05.013.

[18] M. Abada, A. Ibrahim, and S. J. Jung, "Improving Blast Performance of Reinforced Concrete Panels Using Sacrificial Cladding with Hybrid-Multi Cell Tubes," *Modelling*, vol. 2, no. 1, pp. 149–165, Mar. 2021, https://doi.org/10.3390/modelling2010008.

[19] J. Bonsmann and W. L. Fourney, "Mitigation of Accelerations Caused by Blast Loading Utilizing Polymeric-Coated Metallic Thin-Walled Cylinders," *Journal of Dynamic Behavior of Materials*, vol. 1, no. 3, pp. 259–274, Sep. 2015, https://doi.org/10.1007/s40870-015-0023-5.

[20] J. Bonsmann and W. L. Fourney, "The Effect of Polyurea Mass Ratio on the Acceleration Mitigation Capabilities of Dynamically Loaded Structures," *Journal of Dynamic Behavior of Materials*, vol. 1, no. 1, pp. 28–42, Mar. 2015, https://doi.org/10.1007/s40870-015-0007-5.

[21] G. Imbalzano, S. Linforth, T. D. Ngo, P. V. S. Lee, and P. Tran, "Blast resistance of auxetic and honeycomb sandwich panels: Comparisons and parametric designs," *Compos Struct*, vol. 183, no. 1, pp. 242–261, Jan. 2018, https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.03.018.

[22] F. Usta, H. S. Türkmen, and F. Scarpa, "Low-velocity impact resistance of composite sandwich panels with various types of auxetic and non-auxetic core structures," *Thin-Walled Structures*, vol. 163, Jun. 2021, https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107738.

[23] G. Sun, E. Wang, J. Zhang, S. Li, Y. Zhang, and Q. Li, "Experimental study on the dynamic responses of foam sandwich panels with different facesheets and core gradients subjected to blast impulse," *Int J Impact Eng*, vol. 135, Jan. 2020, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2019.103327.

[24] C. Wu and Y. Zhou, "Simplified Analysis of Foam Cladding Protected Reinforced Concrete Slabs against Blast Loadings," *International Journal of Protective Structures*, vol. 2, no. 3, pp. 351–365, 2011.

[25] K. A. Brekken, A. Reyes, T. Børvik, T. Berstad, and M. Langseth, "Sandwich panels with polymeric foam cores exposed to blast loading: An experimental and numerical investigation," *Applied Sciences* (Switzerland), vol. 10, no. 24, pp. 1–36, Dec. 2020, https://doi.org/10.3390/app10249061.

[26] S. Gabriel, C. J. Von Klemperer, S. C. K. Yuen, and G. S. Langdon, "Towards an understanding of the effect of adding a foam core on the blast performance of glass fibre reinforced epoxy laminate panels," *Materials*, vol. 14, no. 23, Dec. 2021, https://doi.org/10.3390/ma14237118.

[27] S. Vavilala, P. Shirbhate, J. Mandal, and M. D. Goel, "Blast mitigation of RC column using polymeric foam," *Mater Today Proc*, vol. 26, pp. 1347–1351, 2019, https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.02.273.

[28] A. Jonet, B. Belkassem, O. Atoui, L. Pyl, and D. Lecompte, "Blast Mitigation Using Brittle Foam Based Sacrificial Cladding: A Feasibility Study," in *18th international symposium for the interaction of the effect of munitions with structures*, 2019.

[29] A. Aminou, B. Belkassem, O. Atoui, D. Lecompte, and L. Pyl, "Numerical Modeling of Brittle Mineral Foam in a Sacrificial Cladding Under Blast Loading," in *Congrès Français de Mécanique*, 2022, pp. 4540–4550.

[30] Y. Sun and Q. M. Li, "Dynamic compressive behaviour of cellular materials: A review of phenomenon, mechanism and modelling," *Int J Impact Eng*, vol. 112, pp. 74–115, Feb. 2018, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.10.006.

[31] J. Shen, G. Lu, Z. Wang, and L. Zhao, "Experiments on curved sandwich panels under blast loading," *Int J Impact Eng*, vol. 37, no. 9, pp. 960–970, Sep. 2010, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2010.03.002.

[32] I. S. Sandhu, M. Thangadurai, P. S. Alegaonkar, and D. R. Saroha, "Mitigation of Blast Induced Acceleration using open cell natural rubber and Synthetic Foam," *Def Sci J*, vol. 69, no. 1, pp. 53–57, Jan. 2019, https://doi.org/10.14429/dsj.69.12586.

[33] A. Ramasamy, A. Hill, A. Hepper, A. Bull, and J. Clasper, "Blast Mines: Physics, Injury Mechanisms And Vehicle Protection," *BMJ Mil Health*, Sep. 2015, [Online]. Available: http://jramc.bmj.com/

[34] C. Liu, J. Hou, Y. Hao, H. Hao, and X. Meng, "Effect of high strain rate and confinement on the compressive properties of autoclaved aerated concrete," *Int J Impact Eng*, vol. 156, Oct. 2021, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2021.103943.

[35] M. D. Olson, G. N. Nurick, and J. R. Fagnan, "DEFORMATION AND RUPTURE OF BLAST LOADED SQUARE PLATES-PREDICTIONS AND EXPERIMENTS," *Int. J. Impact Eng*, vol. 13, no. 2, pp. 279–291, 1993.

[36] K. Spranghers, I. Vasilakos, D. Lecompte, H. Sol, and J. Vantomme, "Full-Field Deformation Measurements of Aluminum Plates Under Free Air Blast Loading," *Exp Mech*, vol. 52, no. 9, pp. 1371–1384, Nov. 2012, https://doi.org/10.1007/s11340-012-9593-5.

[37] M. A. Louar, "Estimation of the strain rate hardening model parameters of GFRE using blast loads and inverse modelling," Royal Military Academy, Brussels, 2017.

[38] G. F. Kinney and Graham Kenneth J, *EXPLOSIVE SHOCKS IN AIR*, Second edition. New York: Springer science+Business Media New York, 1985. https://doi.org/10.1007/978-3-642-86682-1.

[39] *LSTC, LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUAL VOLUME I*, vol. I. 2017. [Online]. Available: www.lstc.com

[40] V. Aune, E. Fagerholt, K. O. Hauge, M. Langseth, and T. Børvik, "Experimental study on the response of thin aluminium and steel plates subjected to airblast loading," *Int J Impact Eng*, vol. 90, pp. 106–121, Apr. 2016, https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.11.017.

Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2026.4206

Daños en edificios por explosión: patrones lesionales, mecanismos resistentes, robustez estructural y criterios de reparación a partir de la experiencia en casos reales

Explosion-Induced Building Damage: Damage Patterns, Resistance Mechanisms, Structural Robustness, and Repair Criteria Derived from Real Case Studies.

Raúl R. Rodríguez Escribano[a], Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma[a], Enrique Calderón Bello[a], Ismael Carpintero García[b]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. INTEMAC. (Madrid, España)*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX.*

Recibido el 13 de marzo de 2026; revisado el 24 de junio de 2026, aceptado el 30 de junio de 2026

RESUMEN

La evaluación de daños estructurales en edificios afectados por explosiones presenta una complejidad singular, tanto por la naturaleza impulsiva de la acción como por la necesidad de adoptar decisiones inmediatas en materia de seguridad, apeos, desalojo, demolición o reparación. A partir de la experiencia acumulada por INTEMAC en numerosos casos reales de siniestros por explosión ocurridos entre finales de la década de 1990 y la primera del siglo XXI, y respecto de los cuales ha transcurrido ya un plazo prudente para su difusión técnica, el presente trabajo sistematiza los principales patrones de daño observados, los relaciona con los mecanismos resistentes comprometidos y expone criterios prácticos de inspección e intervención.

El artículo distingue, en primer lugar, entre daños asociados a mecanismos de fallo de tipo frágil y daños vinculados a respuestas estructurales de tipo dúctil. Entre los primeros se analizan, entre otros, los fallos por cortante, punzonamiento y por solicitaciones no previstas que generan esfuerzos contrarios a los considerados en el diseño. Se pone de manifiesto que estos mecanismos fallo revisten especial gravedad por su brusquedad, la limitada capacidad de redistribución de la estructura y su potencial para desencadenar consecuencias desproporcionadas. Frente a ellos, se exponen también casos en los que la estructura respondió mediante fisuración por flexión con grandes deformaciones, mostrando una cierta capacidad de absorción de energía y de redistribución de esfuerzos.

A partir de la casuística analizada se destaca el papel decisivo de la robustez estructural en la limitación del daño. La elección de detalles constructivos apropiados, especialmente en las uniones y secciones apoyo, para generar estructuras hiperestáticas, dúctiles y redundantes puede marcar la diferencia entre un daño local severo y una evolución progresiva del colapso. Muchos de estos aspectos están asociados al uso de buenas prácticas, como la adopción y observancia de detalles estructurales y disposiciones recogidos en la normativa y en la bibliografía de referencia, con una repercusión reducida en el coste de la estructura y, sin embargo, una influencia muy significativa frente a acciones accidentales.

Finalmente, se exponen criterios prácticos de inspección inicial, valoración técnica del daño, delimitación de zonas irreparables, demolición controlada y reconstrucción con restitución de la continuidad resistente. El trabajo no pretende formular un modelo analítico del fenómeno explosivo ni constituir una guía exhaustiva de intervención, sino aportar una síntesis de experiencia profesional contrastada que pueda resultar útil tanto para técnicos que deban enfrentarse a este tipo de siniestros como para investigadores interesados en esta problemática.

PALABRAS CLAVE: Explosión, edificación, daños estructurales, robustez estructural, mecanismos de fallo, inspección estructural, reparación de estructuras, refuerzo estructural.

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

ABSTRACT

Structural damage assessment in buildings affected by explosions is particularly complex, both because of the impulsive nature of the action and because of the need to make immediate decisions regarding safety, shoring, evacuation, demolition, or repair. Based on the experience accumulated by INTEMAC in numerous real explosion incidents that occurred between the late 1990s and the first decade of the 21st century, and for which a prudent period has now elapsed to allow their technical disclosure, this paper systematizes the main damage patterns observed, relates them to the structural mechanisms involved, and sets out practical inspection and intervention criteria.

The paper distinguishes, first, between damage associated with brittle mechanisms and damage linked to ductile-type responses. The former includes shear failures, punching failures, and failures caused by stress reversal or by actions not considered in ordinary design. These mechanisms are shown to be particularly serious because of their sudden nature, their limited redistribution capacity, and their potential to trigger disproportionate consequences. By contrast, the paper also presents cases in which the structure responded through flexural cracking with large deformations, showing a certain capacity for energy absorption and stress redistribution.

From the case histories analysed, the decisive role of structural robustness in limiting damage is highlighted. Continuity of reinforcement, proper detailing of supports and connections, redistribution capacity and, more generally, good structural detailing can make the difference between severe local damage and progressive collapse development. Many of these aspects are part of good practice in structural detailing and are also covered by codes and technical literature, with only a limited impact on the overall cost of the structure and yet a major influence under accidental actions.

Finally, practical criteria are presented for initial inspection, technical damage assessment, delimitation of irreparable areas, controlled demolition, and reconstruction with restoration of structural continuity. The paper does not aim to formulate an analytical model of the explosive phenomenon or an exhaustive intervention guide, but rather to provide a synthesis of well-established professional experience that may be useful both to engineers faced with this type of incident and to researchers interested in this field.

KEYWORDS: Explosion, buildings, structural damage, structural robustness, failure mechanisms, structural inspection, structural repair, structural strengthening.

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

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: rrodriguez@intemac.es (Raúl R. Rodríguez)

Cómo citar este artículo: Rodríguez, R.R., Díaz-Pavón, E., Calderón, E., & Carpintero, I. (2026). Daños en edificios por explosión: patrones lesionales, mecanismos resistentes, robustez estructural y criterios de reparación a partir de la experiencia en casos reales. *Hormigón y Acero*. 77(309):65-88. https://doi.org/10.33586/hya.2026.4206

1. INTRODUCCIÓN, ALCANCE Y BASE EMPÍRICA DEL TRABAJO

La evaluación de estructuras afectadas por explosiones es una tarea afortunadamente poco habitual en nuestro entorno.

La explosión constituye una acción de carácter impulsivo, de muy corta duración y elevada intensidad, capaz de someter a los edificios a estados tensionales muy distintos de los asociados a las acciones ordinarias de proyecto. De forma simplificada (figura 1), la onda de presión genera un efecto dinámico en una primera fase positiva, seguida en ocasiones por una fase negativa de menor intensidad. Esta naturaleza excepcional de la acción puede dar lugar a daños localizados severos, a solicitaciones poco habituales en elementos corrientes de edificación y, en determinados casos, a esfuerzos de signo contrario a los previstos en su diseño.

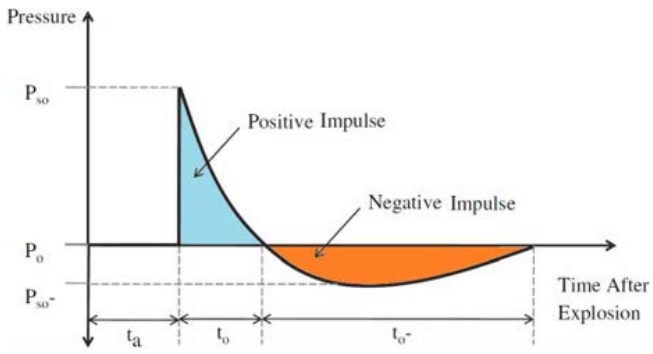


Figura 1. Acción impulsiva debida a una explosión.

El paso de la onda expansiva puede afectar a zonas alejadas del foco de la explosión, incluso de forma importante [1], [2], [3].

Así, la explosión produce en la estructura una respuesta singular, en la que el daño visible no siempre coincide con la afectación estructural más relevante. Pueden existir lesiones aparentemente limitadas que oculten mecanismos frágiles de especial importancia.

Asimismo, el técnico se ve obligado a adoptar con rapidez decisiones de carácter preventivo, tales como la disposición de apeos, desalojo total o parcial de la edificación, y la reparación o sustitución de elementos. La propia evaluación estructural resulta compleja en presencia de deformaciones permanentes, fisuración, pérdida de sección o alteraciones en apoyos o uniones.

El presente artículo expone cómo se abordó esta problemática en diferentes casos reales de siniestros por explosión analizados por INTEMAC entre finales de la década de 1990 y la primera del siglo XXI. No se pretende desarrollar un modelo analítico del fenómeno explosivo ni elaborar una guía exhaustiva de evaluación de estructuras sometidas a este tipo de acción, dada la singularidad propia de cada caso. El objetivo es sistematizar patrones de daño, relacionarlos con mecanismos resistentes, destacar el papel de la robustez estructural y exponer los criterios de evaluación e intervención empleados en dichos casos.

El trabajo se apoya en numerosos casos reales de edificios dañados por explosión, de los que se conservan en nuestros archivos los resultados de las inspecciones realizadas, incluyendo croquis de daños, reportajes fotográficos, evaluaciones estructurales y medidas de intervención propuestas. Su interés no reside en un caso aislado, sino en la repetición de determinados patrones observados en los distintos expedientes.

Debe señalarse, no obstante, que los casos analizados son heterogéneos en cuanto a tipología estructural, entidad del daño y calidad o cantidad de la información disponible, y que no siempre se dispone de una caracterización completa de la acción explosiva. En consecuencia, el trabajo se plantea como una síntesis de observaciones técnicas sobre patrones lesionales, mecanismos resistentes y criterios de intervención, que puede resultar de utilidad tanto para técnicos que deban enfrentarse a este tipo de daños como para investigadores.

Los casos estudiados corresponden, en términos generales, a las tipologías estructurales más comunes en la edificación española, en particular forjados unidireccionales con apoyo en pórticos o muros de carga y forjados sin vigas sobre soportes aislados.

Debe señalarse, asimismo, que en este trabajo no se analizan los efectos del fuego eventualmente asociado a la explosión, centrándose el estudio exclusivamente en los daños derivados de la acción explosiva sobre la estructura.

2. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS FRENTE A EXPLOSIONES

La respuesta de un edificio frente a una explosión difiere sensiblemente de la asociada a las acciones habitualmente contempladas en el proyecto de edificación [4], [5], [6], [7]. La muy corta duración de la solicitación, su elevada intensidad y su carácter fuertemente localizado hacen que puedan aparecer estados tensionales, trayectorias de carga y modos de daño poco frecuentes en la práctica ordinaria. Como consecuencia, la estructura puede verse sometida no solo a esfuerzos de magnitud elevada, sino también a solicitaciones de sentido no previsto, concentraciones locales de demanda resistente y alteraciones súbitas de su esquema de funcionamiento.

En este contexto, resulta especialmente importante distinguir entre la respuesta local y la respuesta global del edificio. En numerosos casos, la explosión produce daños muy severos en elementos próximos al foco o directamente expuestos al paso de la onda, sin que ello afecte necesariamente a la estabilidad del conjunto. En otros, por el contrario, una lesión aparentemente localizada puede afectar a un elemento clave, alterar la transmisión de cargas y dar lugar a consecuencias estructurales desproporcionadas. La gravedad del siniestro no depende, por tanto, únicamente de la extensión visible del daño, sino también de su localización y de la función resistente del elemento afectado dentro del conjunto estructural.

La experiencia recogida en los casos analizados pone de manifiesto que la evolución del daño está estrechamente relacionada con el grado de robustez estructural del edificio. Debe entenderse aquí por robustez la capacidad de la estructura para admitir daños locales sin que estos desemboquen en una pérdida general de estabilidad o en una propagación desproporcionada de sus efectos. La continuidad resistente entre elementos, la existencia de trayectorias alternativas de carga, la hiperestaticidad del sistema y una cierta capacidad de redistribución de esfuerzos pueden desempeñar, en este sentido, un papel decisivo. Gracias a ello, estructuras con daños locales severos pueden conservar un comportamiento global aceptable, al menos durante el tiempo necesario para su inspección, apeo y posterior intervención.

Junto a la configuración general del sistema resistente, la casuística analizada muestra también la importancia de determinados detalles constructivos que, aun no habiendo sido concebidos específicamente frente a acciones explosivas, contribuyeron a limitar la gravedad del daño. La continuidad de armaduras más allá de donde son estrictamente necesarias por condicionantes de diseño, la eficacia de anclajes y enlaces, la adecuada vinculación entre vigas, soportes y forjados, o la existencia de elementos capaces de colaborar en la redistribución de esfuerzos, resultaron en diversos casos factores favorables para evitar mecanismos frágiles o pérdidas bruscas de capacidad. Del mismo modo, deficiencias en conexiones, discontinuidades resistentes, cuantías escasas en zonas sometidas a inversión de esfuerzos o detalles poco favorables en apoyos y uniones tendieron a agravar los efectos del siniestro.

Estas consideraciones permiten encuadrar la lectura de los daños observados en los expedientes analizados. En efecto, la interpretación de una estructura dañada por explosión no debe basarse únicamente en la descripción de las lesiones visibles, sino en la identificación del mecanismo resistente comprometido, de su posible evolución y de la capacidad remanente del sistema. Sobre esta base, en los apartados siguientes se distinguen los principales patrones de daño estructural ob-

servados, se analiza el papel de la robustez en la limitación de sus consecuencias y se exponen los criterios de evaluación e intervención empleados en la práctica.

3. DAÑOS ESTRUCTURALES OBSERVADOS EN CASOS DE EXPLOSIÓN

La interpretación del daño estructural causado por una explosión no debe basarse únicamente en la descripción de las lesiones visibles, sino en el reconocimiento del mecanismo resistente que ha resultado comprometido y en la valoración de sus consecuencias sobre la estabilidad y la capacidad residual del edificio. En este tipo de acciones, la misma apariencia externa del daño puede corresponder a situaciones de gravedad muy distinta, según su localización, el tipo de elemento afectado y la posibilidad de que la estructura mantenga o no caminos alternativos de transmisión de cargas. El tema está profusamente tratado en la bibliografía (por ejemplo, [4], [5], [6], [8] y [9]).

La experiencia recogida en los casos analizados pone de manifiesto que, junto a daños compatibles con una respuesta deformable y con cierta capacidad de redistribución, aparecen con frecuencia mecanismos de carácter frágil o de inestabilidad cuya relevancia estructural es muy superior a la que podría deducirse de una observación superficial. En estos últimos, la brusquedad del fallo y la escasa capacidad de aviso previo obligan a extremar la cautela en la inspección, en la valoración de la seguridad residual y en la definición de las medidas de intervención.

Por ello, en este apartado se exponen en primer lugar ejemplos de daños asociados a mecanismos de tipo frágil, por ser los que con mayor frecuencia condicionan la gravedad potencial del siniestro y la necesidad de adoptar decisiones inmediatas. Dentro de este grupo se incluyen los fallos por tensiones normales debidos a inversión de momentos, los fallos por cortante, los fallos por punzonamiento y los daños por rasante o deslizamiento en interfaces o uniones, para terminar con una consideración específica sobre la fragilidad local y el riesgo de consecuencias desproporcionadas.

A continuación, se recogen los daños asociados a respuestas de tipo dúctil, en particular la fisuración por flexión con grandes deformaciones y aquellos casos en los que la estructura mostró capacidad de redistribución y reserva resistente suficientes para limitar la extensión del daño. La exposición de estos patrones, además de sistematizar la casuística observada, aporta una base para la interpretación del daño estructural. En apartados posteriores se apuntan, asimismo, criterios que pueden ayudar a orientar la inspección y a identificar adecuadamente los distintos tipos de daños presentes en edificios afectados por explosión.

3.1. Daños asociados a mecanismos de rotura de tipo frágil

Los mecanismos de tipo frágil merecen una consideración prioritaria en la evaluación de daños por explosión, por cuanto suelen asociarse a fallos bruscos, con escasa capacidad de redistribución y limitado margen de aviso previo. En este tipo de lesiones, la apariencia externa del daño no siempre refleja adecuadamente su gravedad potencial, por lo que su correcta identificación resulta esencial tanto para valorar la seguridad residual como para definir las medidas de actuación inmediatas, reparación o refuerzo. En los casos analizados, los mecanismos frágiles más relevantes correspondieron a fallos por cortante, punzonamiento, rasante o deslizamiento en interfaces o uniones e inversión del signo de los esfuerzos respecto de los contemplados en diseño.

Fallos por cortante

Entre los mecanismos frágiles observados en edificios dañados por explosión, los fallos por cortante revisten una especial gravedad, por cuanto se asocian a formas de rotura bruscas, con escasa capacidad de redistribución y reducido margen de aviso previo. A diferencia de otros daños en los que la estructura puede desarrollar deformaciones apreciables antes de alcanzar una situación crítica, en los fallos por cortante la pérdida de capacidad resistente puede producirse de forma súbita, lo que obliga a extremar la cautela en su identificación durante la inspección.

Su expresión más característica es la aparición de fisuración diagonal, normalmente concentrada en almas de vigas, soportes, zonas próximas a apoyos o puntos de introducción de carga, aunque la manifestación concreta del daño depende de la geometría del elemento, de sus condiciones de contorno y del esquema resistente previsto en su diseño. En acciones de carácter impulsivo, como las debidas a explosión, este mecanismo puede adquirir protagonismo incluso en elementos que, bajo acciones ordinarias, no presentarían al cortante como solicitación dominante.

La experiencia analizada muestra que la vulnerabilidad frente a este tipo de fallo aumenta en elementos con armadura transversal escasa, disposición deficiente de cercos, detalles poco favorables en zonas de apoyo (por ejemplo, vigas de apeo, entregas escasas para el anclaje de la armadura longitudinal, etc.), o, en general, escasa capacidad para movilizar mecanismos resistentes alternativos. En estos casos, la brusquedad del daño y su posible incidencia sobre elementos estructuralmente relevantes hacen que sus consecuencias puedan ser severas, tanto desde el punto de vista de la estabilidad local como de la seguridad global del edificio.

En la figura 2 se muestran los daños por cortante en los nervios de un forjado reticular de un aparcamiento, y el fallo por ese mismo tipo de esfuerzo en el nervio transversal. En la figura 3 se muestra un daño análogo en un forjado unidireccional con viguetas prefabricadas semirresistentes en un edificio de viviendas. En ambos ejemplos puede observarse la fisuración inclinada típica de la respuesta estructural en elementos de hormigón armado frente a este esfuerzo, así como la respuesta particularmente frágil asociada a la ausencia de armadura transversal. Cabe destacar la nula capacidad de redistribución y las consecuencias graves del daño (figura 4), y como la estructura queda colgada de la armadura longitudinal.

Fallos por punzonamiento

Los fallos por punzonamiento constituyen otro de los mecanismos frágiles de especial gravedad observados en estructuras afectadas por explosiones, en particular en losas y forjados



Figura 2. Daños por cortante en nervios de un forjado reticular (Aparcamiento Pza. Colón, Madrid, 2001).



Figura 3. Rotura por cortante en un forjado unidireccional (Edif. C/ Martín Gaite, Leganés, Madrid, 2004).



Figura 4. Rotura por cortante en una alineación de nervios de forjado a la salida del ábaco (Aparcamiento en Aeropuerto de Barajas, Madrid, 2006).

apoyados directamente sobre soportes. Se trata de un modo de fallo muy localizado, pero de consecuencias potencialmente muy severas, por cuanto compromete de forma directa la transmisión de cargas verticales en el nudo, y afectar al arriostramiento del pilar; pudiendo dar lugar a pérdidas bruscas de capacidad resistente y a colapsos localizados con afección importante sobre el entorno inmediato.

Su manifestación suele concentrarse en torno a los apoyos, mediante fisuración radial y tangencial, desprendimientos locales de material o pérdida de continuidad en la zona próxima al soporte. La especial sensibilidad de losas y forjados planos a este tipo de solicitación hace que, bajo acciones impulsivas, puedan desarrollarse formas de trabajo especialmente desfavorables, con escasa capacidad de redistribución una vez iniciado el proceso de fallo.

La experiencia analizada muestra, no obstante, que determinados aspectos geométricos y algunos detalles de armado pueden contribuir a limitar la gravedad de este tipo de daño, retrasando su desarrollo o acotando su extensión. Ello refuerza la importancia de una inspección cuidadosa de estas zonas, en las que un daño aparentemente localizado puede tener una relevancia estructural muy superior a la que su apariencia pudiera hacer pensar.

En la figura 5 se muestra el mecanismo de fisuración indicado en un aparcamiento, junto con otro en el que ya se ha producido el fallo por punzonamiento en la misma edificación.

Este tipo de fallo puede dar lugar a una evolución progresiva del daño. En efecto, el punzonamiento en el apoyo de un forjado sobre un soporte provoca una sobrecarga de los apoyos próximos, especialmente cuando las luces entre pilares o las cargas del forjado son elevadas, a lo que se añade el efecto dinámico asociado a dicho sobreincremento de carga. Ello puede conducir al fallo por punzonamiento de los soportes contiguos, desencadenando una sucesión de fallos en el mismo nivel. La presencia de armadura de punzonamiento puede contribuir no solo a aumentar la resistencia, sino también a dotar a la estructura de una cierta ductilidad, siempre y cuando el detalle de armado adoptado sea adecuado y eficaz [10]. Hay que hacer notar en este sentido dos aspectos en



Figura 5. Daños por punzonamiento (Aparcamiento en Aeropuerto de Barajas, Madrid, 2006).



Figura 6. Ejemplo de fallo progresivo hacia plantas inferiores por punzonamiento (fotografía izquierda) y cortante (fotografía derecha) a la salida de ábacos (Aparcamiento P2 del Aeropuerto de Barajas 2001, y Centro Comercial en Zaragoza 2002).

relación con la práctica constructiva en España. Por un lado, de manera muy habitual se ha dispuesto la armadura transversal de punzonamiento anclada por dejado de la armadura longitudinal de flexión; lo que, unido a un frecuentemente insuficiente control de recubrimientos en épocas pasadas, dotaba a esta armadura de una capacidad muchas veces menor de la considerada al resultar excesiva la separación entre armaduras transversales para coser la fisuración. Y por otro, la evolución de la formulación ha hecho que anteriormente se sobrevalorara la contribución del hormigón cuando se disponía armadura de punzonamiento, por lo que se disponían menores cuantías de armadura transversal que actualmente.

Los hundimientos por cortante o punzonamiento de forjados pueden favorecer una propagación vertical del colapso (véase la fotografía derecha de la figura 5 anterior y la figura 6).

Fallos por rasante y deslizamiento en interfaces o uniones

Otro de los mecanismos de rotura frágiles observados en algunos de los casos analizados se corresponde con la pérdida de transmisión tangencial entre elementos, con el consiguiente efecto de delaminación y deslizamiento o apertura en juntas, interfaces o zonas de enlace. Se trata de un tipo de daño que, en ocasiones, puede pasar más desapercibido que otros mecanismos de fallo más evidentes, pero cuya relevancia estructural puede ser considerable al comprometer el funcionamiento conjunto de elementos que, aun conservando individualmente parte de su capacidad resistente, dejan de colaborar de la forma prevista.

Este tipo de daño puede presentarse en interfaces hormigón-hormigón, en uniones entre elementos prefabricados, en



Figura 7. Fallo por rasante en un forjado unidireccional con vigueta semirresistente en "T" invertida (Edif. C/ Martín Gaite, Leganés, Madrid, 2004).



Figura 8. Fallo por rasante en un forjado unidireccional con vigueta semirresistente "en celosía" (Centro de Menores de Zumárraga, Guipúzcoa, 2001).

juntas entre fases constructivas distintas o en zonas de conexión entre elementos principales y secundarios. En todos estos casos, la acción explosiva no pone a prueba únicamente la resistencia propia de cada elemento, sino también la eficacia de su conexión, la capacidad de cosido o atado existente y, en definitiva, la aptitud de la unión para transmitir esfuerzos tangenciales sin pérdida de integridad estructural.

La experiencia recogida pone de manifiesto que la vulnerabilidad frente a este mecanismo aumenta cuando existen detalles de conexión poco favorables, insuficiencia de armaduras de cosido, anclajes deficientes o una baja capacidad de transferencia en la interfaz. Bajo acciones impulsivas, estas debilidades pueden traducirse en deslizamientos relativos, aperturas locales o degradaciones de la unión que alteran de forma significativa el esquema resistente inicialmente previsto. De ahí la importancia de reconocer este tipo de daños durante la inspección, aun cuando su manifestación externa no resulte tan llamativa como la de otros mecanismos frágiles.

Este modo de fallo es frecuente en forjados unidireccionales con una parte prefabricada (vigueta semirresistente) y otra hormigonada "in situ".

Fallos asociados a esfuerzos de signo contrario o a solicitaciones no previstas en el diseño

La acción explosiva puede someter a los elementos estructurales a estados tensionales distintos de los considerados en el diseño ordinario del edificio, ya sea por inversión del signo de esfuerzos habitualmente predominantes o por la aparición de solicitaciones cuya magnitud o localización no resultaban determinantes en las situaciones de proyecto. Este hecho adquiere especial relevancia en estructuras concebidas para acciones gravitatorias y combinaciones convencionales, en las que determinadas zonas o detalles resistentes pueden presentar una capacidad muy limitada frente a este tipo de demanda no habitual.

Los daños asociados a esta situación no responden necesariamente a un único mecanismo de respuesta estructural, sino que pueden manifestarse de formas diversas en función del elemento afectado, de su esquema de apoyo, de la proximidad al foco de la explosión y del detalle constructivo existente. En algunos casos se traducen en fisuración o rotura en caras que, en condiciones ordinarias, no estarían sometidas a tracción significativa; en otros, en la activación de esfuerzos locales o de interacciones entre acciones que apenas tendrían relevancia en el comportamiento habitual del edificio.

La experiencia analizada pone de manifiesto que este tipo de daño puede resultar especialmente severo cuando, al tratarse de solicitaciones no previstas en el diseño, no existe armadura suficiente para absorberlas sin que se desarrollen mecanismos de carácter frágil. A ello pueden sumarse cuantías reducidas de armado en la zona traccionada, detalles poco favorables en anclajes o uniones, o una escasa capacidad del elemento para adaptarse a trayectorias de carga distintas de las previstas. De este modo, la explosión pone de manifiesto vulnerabilidades que permanecen ocultas en el funcionamiento ordinario de la estructura y que solo emergen cuando ésta se ve forzada a responder frente a solicitaciones excepcionales.

Un ejemplo es la flexión inversa que puede producirse por la sobrepresión en forjados de techo. En la figura 9 se presenta el caso de una explosión ocurrida junto a la fachada de un edificio en planta baja. La onda expansiva invirtió el sentido de los momentos en los voladizos sobre la zona del foco de la explosión, provocando un fallo frágil con rotura del forjado en vuelo en su arranque. En forjados sin vigas en ocasiones el fallo en el nudo se produce por flexión positiva en el nudo provocada por la sobrepresión, frente a la cual se disponen a bajas cuantías de armadura longitudinal, que hace que el pilar atraviese de forma "limpia" (sin superficies de rotura por tensiones tangenciales de punzonamiento) el forjado cuando este cae tras el paso de la onda de presión (véase la fotografía derecha de la figura 15.

En la figura 10 se recoge otro caso en el que se produjo la rotura frágil del forjado de techo como consecuencia de la inversión de esfuerzos en los apoyos. Puede observarse la rotura de los nervios del forjado en su entrega a la viga de borde, que permaneció estable, con una inclinación ascendente hacia el apoyo, en sentido contrario al correspondiente a la fisuración por cortante bajo cargas gravitatorias. En los nervios situados en el borde de la zona colapsada se aprecia igualmente esta fisuración de inclinación contraria a la habitual frente a acciones gravitatorias.



Figura 9. Fallo en los voladizos de un edificio por una explosión bajo ellos en planta baja (Edificio en la Gran Vía de Logroño, 2001).



Figura 10. Colapso por inversión de esfuerzos en forjado de techo sobre el foco de la explosión (Edif. C/ Martín Gaite, Leganés (Madrid), 2004.

Otro ejemplo es el caso de los soportes en los que la onda expansiva puede provocar empujes que los sitúen en flexión dominante, cuando en condiciones normales se encuentran principalmente en compresión. Esto ocurre especialmente cuando los cerramientos presentan llaves de atado a los soportes, de manera que, frente a la onda expansiva, los cerramientos crean un "efecto vela" capaz de originar flexiones relevantes en estos, como se observa en las fotografías superiores de la figura 11.

En las fotografías superiores de la figura 12 se muestra otro ejemplo, en este caso correspondiente a una explosión ocurrida en el exterior del edificio. Véase la rotura a cortante del soporte en su coronación.

En algunos casos en los que la carga sobre el soporte es reducida, el empuje de la onda expansiva sobre los forjados de techo puede poner el soporte en tracción (obsérvese la fotografía inferior de la figura 11). El arranque violento de particiones y cerramientos por la onda expansiva puede pro-





Fisuración por flexión en un pilar (fotografía superior izquierda) en un soporte al que el cerramiento estaba referido con llaves ancladas a los soportes.



Fisuración horizontal de un soporte que se situaba próximo al foco de la explosión. El edificio sólo tenía planta baja más primera.

Figura 11. Centro de Menores de Zumárraga, Guipúzcoa, 2001.





Daños en cabeza de un soporte por una explosión exterior junto a un cuerpo de una única altura adyacente al edificio principal.





Desconchones en el hormigón.
Figura 12: Casa Cuartel de Burgos, 2009.

ducir desconchados en el hormigón dejando armadura al descubierto (véase la misma figura 12).

Por último, en la figura 13 mostramos la fisuración en cara superior del forjado reticular en zona de centro de vano en techo de la zona de paso de la onda expansiva, asociada a la inversión de momentos.



Figura 13. Daños en cara superior de forjado reticular en zonas centrales de vano, en techo sobre el foco de la explosión (efecto de la "inversión" de momentos flectores) (Aparcamiento P2 Aeropuerto Barajas, 2001).

Fragilidad local y riesgo de colapso desproporcionado

La especial gravedad de los mecanismos frágiles no reside únicamente en la brusquedad con que pueden desarrollarse, sino también en su capacidad para desencadenar consecuencias desproporcionadas respecto de la entidad inicial del daño. En efecto, una lesión localizada en un elemento o en una zona concreta puede comprometer la continuidad resistente, alterar la transmisión de cargas y dar lugar a una evolución progresiva del daño, especialmente cuando afecta a apoyos, uniones, soportes o elementos con escasa capacidad de redistribución. La experiencia analizada pone de manifiesto que, en estructuras sometidas a explosión, la frontera entre un daño local severo y una situación de colapso parcial o de propagación del fallo puede depender en gran medida de la robustez del sistema estructural y de la existencia de trayectorias alternativas de carga.

Es el caso del fallo progresivo, ya comentado, asociado a la rotura de la unión forjado-pilar por inversión de la cara, al punzonamiento o al cortante (figura 5 y figura 6), que puede llevar al colapso de una parte significativa del inmueble (figura 14).

En ocasiones pueden presentarse fenómenos de inestabilidad, consecuencia de las acciones horizontales y pérdida de arriostramiento que estos daños producen (figura 15). Es un aspecto para tener en cuenta, pues algunos soportes han podido quedar en situación precaria desde el punto de vista de la estabilidad sin que, en el instante de la inspección, hayan presentado fallos (aumenta la esbeltez del pilar por la pérdida del arriostramiento de la planta, y el nudo, donde se han concentrado las tensiones por los esfuerzos de flexión y cortante/punzonamiento puede estar dañado).

Los desplazamientos ocurridos tras la explosión pueden comprometer el estado de juntas (figura 16), apoyos en elementos prefabricados, etc.

3.2. Daños asociados a respuestas de tipo dúctil

Frente a los mecanismos de respuesta descritos en el apartado anterior, en otros casos se ha observado que las estructuras responden de manera más dúctil, con desarrollo de deformaciones apreciables y cierta capacidad de redistribución de esfuerzos. De hecho, pueden superarse claramente las deformaciones límite asumidas en las comprobaciones de agotamiento en el diseño, y sin embargo no llegar al colapso debido a la ductilidad real de las armaduras y al efecto membrana de los forjados gracias a la armadura de continuidad que pueda haber. Aunque este tipo de daño puede llegar a ser muy aparatoso y comprometer de forma importante la aptitud de servicio o requerir una reparación, su significado estructural suele ser distinto del asociado a los fallos bruscos, por cuanto revela, al menos en parte, la existencia de reserva resistente y de capacidad de adaptación del sistema frente a la acción excepcional sufrida.

En estos casos, la respuesta estructural suele manifestarse mediante fisuración por flexión, grandes deformaciones y



Figura 14. Colapso progresivo en un edificio de aparcamiento tras la explosión (Aparcamiento de Barajas, Madrid, 2006).

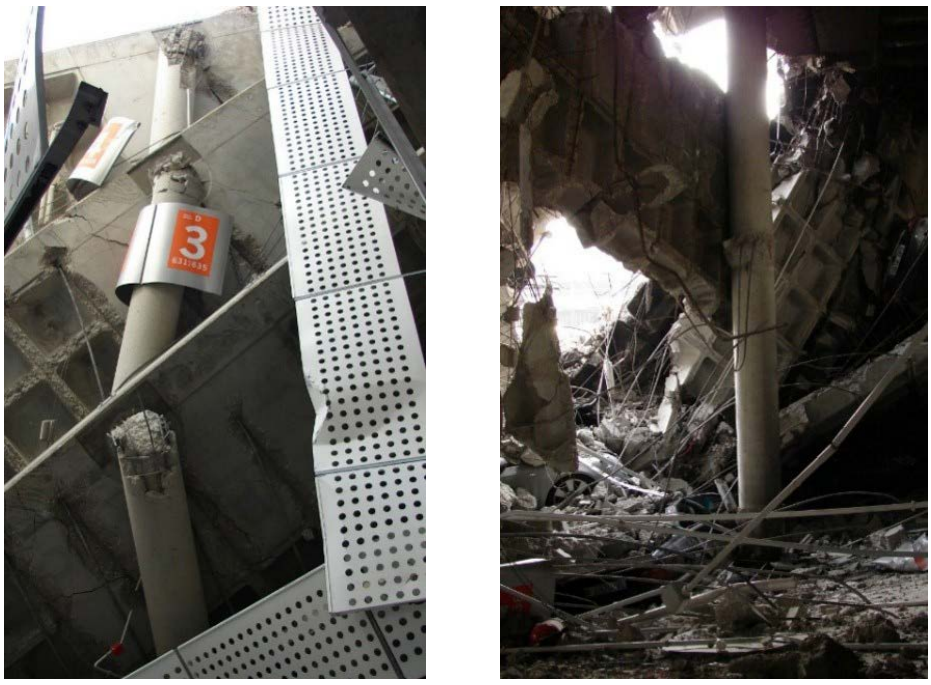


Figura 15. Pilares con daños graves o riesgo de inestabilidad tras la explosión (Aparcamiento de Barajas, Madrid, 2006).



Figura 16. Abertura apreciable en una junta de forjado con pasadores tras los desplazamientos ocurridos como consecuencia de la explosión (Aparcamiento de Barajas, Madrid, 2006).

alteraciones geométricas permanentes, sin que ello implique necesariamente una pérdida inmediata de estabilidad. La experiencia analizada muestra que, cuando la estructura conserva continuidad resistente y posibilidad de movilizar mecanismos alternativos de transmisión de cargas, este tipo de comportamiento puede limitar la extensión del daño y evitar consecuencias desproporcionadas, aun a costa de una degradación importante del elemento afectado.

El reconocimiento de estas respuestas resulta igualmente relevante en la inspección, tanto para distinguirlas de mecanismos frágiles de mayor peligrosidad como para valorar adecuadamente la capacidad residual de la estructura y la viabilidad de su reparación o refuerzo. Se recogen a continuación algunos de los patrones más representativos observados en los casos analizados.

Fisuración por flexión con grandes deformaciones

Uno de los modos de respuesta más representativos dentro de los comportamientos de tipo dúctil es la fisuración por flexión acompañada de grandes deformaciones. En estos casos, la estructura o el elemento afectado desarrolla curvaturas apreciables, fisuración de flexión y, en ocasiones, importantes desplazamientos permanentes, poniendo de manifiesto una capacidad significativa de deformación antes del agotamiento resistente.

Aunque los daños resultantes pueden ser muy severos y exigir medidas de apeo, reparación o refuerzo, su significado estructural difiere del asociado a los mecanismos frágiles, por cuanto evidencian una cierta capacidad de redistribución y absorción de la acción extraordinaria sin pérdida inmediata de estabilidad. La experiencia analizada muestra que este tipo de



Figura 17. Deformaciones remanentes por flexión en la estructura horizontal y fisuración asociada (Edif. C/ Martín Gaite, Leganés (Madrid). 2004.

respuesta se presenta con mayor probabilidad en elementos con continuidad resistente suficiente y detalle de armado favorable, en los que la explosión induce estados de flexión que, aun llevando la sección a situaciones próximas al hundimiento, pueden ser absorbidos mediante deformaciones apreciables antes de producirse el colapso.

En la figura 17 se recoge un ejemplo representativo de este tipo de comportamiento. Se observan importantes deformaciones de flexión en la estructura horizontal, con formación de rótulas plásticas tanto en apoyo como en centro de vano en las vigas situadas en el límite de la zona colapsada por la explosión, así como la fisuración asociada. La presencia de armadura de cortante adecuada permitió que la respuesta evolucionara hacia un mecanismo dúctil de flexión, con absorción de energía mediante deformación, en lugar de desencadenar prematuramente un fallo frágil por cortante. Se puede comprobar la apertura significativa de las fisuras en las secciones críticas, sin pérdida súbita de integridad del elemento.

La hiperestaticidad de la estructura constituye, en estos casos, un factor básico para el desarrollo de este tipo de respuesta, al favorecer la redistribución de esfuerzos y permitir la formación de rótulas sin pérdida inmediata de estabilidad.

En la figura 18 se presenta el caso de un edificio con forjados de viguetas autoportantes simplemente apoyadas sobre las vigas, sin continuidad estructural. La explosión de gas provocó el colapso del forjado, que se desprendió de forma prácticamente limpia. Este caso ilustra, por contraste, la importancia de la continuidad y de la hiperestaticidad para que puedan desarrollarse respuestas con capacidad de redistribución y deformación sin colapso inmediato. Por otro lado, la ausencia de esos detalles limitó el alcance de los daños sobre los pórticos y hacia otras zonas de la estructura.



Figura 18. Fallos en forjados en un edificio tras una explosión de gas (Alcalá de Henares, Madrid, 2010).



Aparcamiento Pza. Colón, Madrid. 2001.



Aparcamiento P2 Aeropuerto Barajas, Madrid. 1998.



Centro de Menores de Zumárraga, Guipúzcoa. 2001.



Centro Comercial en Zaragoza. 2002.

Figura 19. Daños en forjados en la zona donde se produjo la explosión.

Los ejemplos anteriores ponen de manifiesto la importancia de este tipo de respuesta cuando la estructura dispone de continuidad y capacidad de redistribución suficientes.

En estos casos, la capacidad de redistribución y la reserva resistente remanente condicionan de forma decisiva tanto la interpretación del daño como la viabilidad de las medidas de reparación o refuerzo, aspectos que se abordan más adelante.

3.3. *Daños en el foco de la explosión*

En el entorno inmediato del foco de la explosión, los mecanismos de daño descritos en los apartados anteriores suelen presentarse de forma especialmente intensa y, con frecuencia, combinada. En esta zona pueden concurrir fallos frágiles, deformaciones asociadas a respuestas de tipo dúctil, pérdidas de continuidad resistente y alteraciones del esquema estructural, todo ello magnificado por la elevada concentración espacial y temporal de la acción. A ello se añaden, además, roturas locales por desintegración, desprendimientos, pérdida de material y daños severos en encuentros, apoyos, uniones o elementos directamente expuestos, lo que confiere a esta zona una especial complejidad desde el punto de vista del diagnóstico.

La proximidad al foco hace que los daños no respondan siempre a un único mecanismo claramente identificable, sino a la superposición de varios de ellos, con manifestaciones que pueden resultar especialmente aparatosas y con una importante alteración local de la geometría y de las condiciones de apoyo o enlace entre elementos. Por ello, la interpretación estructural de esta zona exige particular cautela, pues en ella pueden coexistir daños muy visibles, pero de alcance limitado con otros menos evidentes que comprometen de forma decisiva la estabilidad local o la posibilidad de propagación del daño.

La experiencia analizada pone de manifiesto que, precisamente en el foco o en su entorno más próximo, es donde con mayor claridad se revelan tanto las vulnerabilidades locales de la estructura como la importancia de la robustez del sistema resistente para limitar las consecuencias del siniestro. Se exponen a continuación algunos casos representativos de este tipo de daños concentrados.

La figura 19 reúne varios ejemplos correspondientes a la zona del foco, donde los mecanismos descritos en los apartados anteriores aparecen concentrados y magnificados, acompañados con frecuencia de roturas locales, pérdida de material y alteración severa de las condiciones de apoyo o enlace entre elementos.

Es frecuente en forjados sin vigas la aparición de fisuras concéntricas con el foco de la explosión (figura 20).



Figura 20. Fisuración concéntrica con el foco de la explosión en forjado reticular (Aparcamiento Pza. Colón, Madrid, 2001).



Figura 21. Rotura de la "capa de compresión" en las inmediaciones del foco de la explosión (Edif. C/ Martín Gaite, Leganés, Madrid, 2004).

En forjados unidireccionales son asimismo frecuentes la rotura de bovedillas, como se muestra en la fotografía inferior izquierda de la figura 19 anterior; y la rotura de la losa superior ("capa de compresión"), como puede observarse en la fotografía izquierda de la figura 21. En casos más severos puede llegar a desaparecer la vigueta, e incluso el hormigón del nervio, permaneciendo únicamente la capa de compresión, como se aprecia en esa misma figura. Obsérvese cómo el paño de forjado se sostiene por la continuidad del mallazo superior por efecto membrana.

Aunque la variedad de daños que pueden presentarse en el entorno inmediato del foco es muy extensa, los casos mostrados bastan para poner de manifiesto la especial concentración, superposición y severidad de las lesiones que suelen producirse en esta zona.

4. EL PAPEL DE LA ROBUSTEZ ESTRUCTURAL EN LA LIMITACIÓN DEL DAÑO

La experiencia recogida en los casos analizados pone de manifiesto que la importancia del daño tras una explosión no depende exclusivamente de la intensidad de la acción o de la proximidad al foco, sino también, en gran medida, de la capacidad de la estructura para admitir daños locales sin que éstos desemboquen en *consecuencias desproporcionadas respecto de la causa original* (Artículo 5.2.1.3 del Código Estructural). En este sentido, la robustez estructural desempeña un papel esencial, al permitir que el edificio mantenga, siquiera de forma degradada, una cierta continuidad resistente (mediante la formación de rótulas o el desarrollo de mecanismos resistentes



Cara superior. fisuración por punzonamiento.



Cara inferior. descenso del forjado al "clavarse" en el pilar y permanencia del mismo colgado de éste a través de la armadura inferior.

Figura 22: Fallo por punzonamiento en el apoyo del forjado reticular situado sobre la zona en la que se produjo la explosión, en el pilar más próximo al foco (Aparcamiento P2 del Aeropuerto de Barajas, Madrid, 1998).

tipo membrana) y una capacidad suficiente para redistribuir esfuerzos, movilizar trayectorias alternativas de carga y evitar mecanismos de colapso progresivo [11], [12], [13], [14] que desencadenen en el hundimiento total o generalizado de la estructura.

Esta cuestión se aprecia con particular claridad en los casos en los que, pese a haberse producido daños locales severos o incluso la pérdida parcial de algunos elementos, la estructura conserva una respuesta global aceptable, al menos durante el tiempo necesario para su inspección, apeo y posterior intervención. En otros casos, por el contrario, lesiones inicialmente localizadas dieron lugar a efectos mucho más graves al afectar a zonas con escasa capacidad de redistribución, conexiones poco eficaces o detalles resistentes insuficientes para limitar la propagación del daño. De ello se desprende que la gravedad final del siniestro no viene determinada únicamente por la entidad de la lesión inicial, sino también por la aptitud del sistema estructural para contener sus efectos.

En muchos de los expedientes analizados se ha podido comprobar que determinados detalles constructivos contribuyeron de forma decisiva a mejorar este comportamiento. La continuidad de las armaduras, la eficacia de los anclajes y solapes, la adecuada vinculación entre forjados, vigas y soportes, la existencia de elementos capaces de colaborar en la redistribución de esfuerzos o una disposición favorable de las armaduras transversales son algunos de los aspectos que, aun sin haber sido necesariamente concebidos de forma específica frente a una explosión, introducen una capacidad adicional de defensa frente a daños desproporcionados. En este sentido, la explosión actúa con frecuencia como una suerte de prueba extrema que pone de manifiesto las virtudes o debilidades del sistema resistente que permanecen ocultas en las situaciones ordinarias de servicio.

Debe subrayarse, además, que muchos de estos aspectos no responden a soluciones excepcionales ni a disposiciones ajenas a la práctica habitual del proyecto y de la ejecución, sino que forman parte de lo que recogen las normas estructurales y la buena práctica en la definición de detalles constructivos. La adecuada continuidad de los elementos, el correcto anclaje de las armaduras, la disposición de atados eficaces, el cuidado en apoyos, encuentros y uniones, o evitar detalles especialmente vulnerables, son medidas que incrementan la robustez del conjunto y que, en general, tienen una influencia reducida en el coste global de la estructura. Sin embargo, su repercusión en la capacidad del edificio para soportar acciones accidentales o limitar la propagación del daño puede ser muy significativa.

En general va a interesar esta hiperestaticidad e hiperresistencia, fundamentalmente frente a modos de fallo frágiles como el cortante y el punzonamiento, para garantizar la estabilidad de la estructura y limitar el alcance de los daños personales y de bienes existentes. En este sentido, resulta aplicable el criterio conceptual del diseño por capacidad, procurando que la respuesta de la estructura quede gobernada por mecanismos dúctiles y redistribuibles, y no por roturas frágiles o súbitas. Ello puede ser a costa de extender el daño, de manera que tras la explosión la zona de la estructura sobre la que haya que actuar o reconstruir sea mayor. Las roturas frágiles pueden limitar inicialmente la extensión del daño, pero generan daños más graves en los elementos afectados y pueden desembocar en colapsos progresivos.

La casuística analizada muestra igualmente que la ausencia o insuficiencia de estos detalles favorables puede agravar de forma notable determinados mecanismos frágiles. Cuantías muy ajustadas en zonas sometidas a inversión de esfuerzos, apoyos o uniones con escasa capacidad de transferencia, discontinuidades resistentes o deficiencias de cosido y confinamiento favorecen respuestas más abruptas y reducen la posibilidad de que la estructura absorba la acción extraordinaria mediante deformación y redistribución. En estos casos, la falta de robustez no se manifiesta tanto en el comportamiento ordinario del edificio como en su incapacidad para limitar las consecuencias de una lesión local severa.

Por ello, la experiencia acumulada permite afirmar que la robustez no debe entenderse como una cualidad abstracta, sino como el resultado de decisiones en el ámbito del proyecto y de la ejecución, así como un diseño apropiado de los detalles, que condicionan la capacidad del edificio para



Soporte en el suelo.

Fotografía superior: vista de la zona de encuentro de pilar y viga, donde se produjo el arrancamiento.

Fotografía inferior: rotura con estricción de la armadura de la cabeza del tramo de pilar.

Figura 23. Arrancamiento de un pilar adyacente al foco de la explosión (Centro de Menores de Zumárraga, Guipúzcoa, 2001).

responder frente a situaciones accidentales. En estructuras sometidas a explosión, la frontera entre un daño local severo y una consecuencia estructural desproporcionada puede depender, en buena medida, de aspectos aparentemente modestos del sistema resistente.

A continuación, se exponen algunos ejemplos procedentes de los casos estudiados, representativos tanto de la contribución de determinados detalles a la robustez estructural como de la mayor vulnerabilidad observada cuando éstos faltaban o resultaban insuficientes.

Un ejemplo de la influencia favorable de adecuados detalles constructivos es el que se comenta a continuación. En la figura 22 se presenta una vista del forjado reticular de un aparcamiento en el apoyo sobre el pilar más próximo al foco de la explosión. Puede observarse el fallo por punzonamiento del forjado en dicho apoyo. Sin embargo, la relativamente importante cuantía de armadura inferior que atravesaba el soporte permitió que el forjado quedase "colgado" de éste mediante dicha armadura, evitando su hundimiento y, posiblemente, un fallo progresivo como los expuestos en apartados precedentes.

Otro caso significativo de la influencia de la disposición de detalles constructivos que redunden en la robustez de la estructura es el que se muestra en la figura 23, en el que se pone de manifiesto la importancia de dar continuidad a parte de la armadura necesaria en vigas frente a momentos positivos en centro de vano hasta los apoyos. La explosión, por el "efecto vela" propiciado por particiones referidas a los pilares ya comentado en apartados anteriores, arrancó completamente el pilar junto al que se encontraba la carga explosiva. Sin embargo, no se produjo un hundimiento local en esa zona gracias a la mencionada continuidad de la armadura (el hecho de que el edificio sólo tuviera una planta más fue determinante, por supuesto).

Aunque la casuística posible es más amplia, los ejemplos expuestos bastan para mostrar cómo decisiones aparentemente modestas sobre la disposición de las armaduras pueden desempeñar un papel decisivo en la robustez estructural y en la contención del daño.

Frente a ello, también se observaron situaciones en las que los detalles constructivos no eran favorables. Por ejemplo, en los forjados reticulares de las plantas de aparcamiento en sótano de un edificio, la longitud de la armadura de negativos resultaba correcta para la situación de cargas gravitatorias, aunque insuficiente para absorber los esfuerzos no previstos generados por la explosión. En efecto, el fallo frágil del forjado de techo sobre el foco de la explosión (figura 24) pudo verse favorecido porque la estricta longitud de la armadura de negativos dispuesta en el forjado reticular no favorecía su capacidad para adaptarse a una redistribución no prevista de esfuerzos bajo la acción explosiva, limitando la extensión efectiva de la zona armada en tracción y dificultando el desarrollo de una respuesta más dúctil. No puede descartarse, además, que la fase negativa de la onda, posterior al pico de sobrepresión, contribuyera a agravar el daño al inducir transitoriamente esfuerzos dinámicos de signo contrario en una zona cuyo detalle resistente no permitía otras formas de trabajo. El caso pone así de manifiesto cómo un detalle admi-

sible en condiciones ordinarias puede resultar insuficiente desde el punto de vista de la robustez estructural frente a acciones accidentales.



Figura 24. Fallo frágil del forjado en techo sobre el foco de la explosión (Centro Comercial en Zaragoza, 2002).

La experiencia expuesta permite concluir que la robustez estructural no depende únicamente de grandes decisiones de concepción resistente, sino también de detalles que condicionan de manera decisiva la evolución del daño ante una acción accidental como la explosión. Continuidad de armaduras, longitudes de anclaje adecuadas, capacidad de cosido entre elementos, vinculación eficaz en apoyos y uniones o disposiciones que favorezcan la redistribución de esfuerzos pueden marcar la diferencia entre un daño local severo y una consecuencia estructural desproporcionada. Muchos de estos aspectos forman parte de lo que recogen las normas y la buena práctica del detalle estructural, con una repercusión generalmente reducida en el coste global de la estructura, pero con una influencia potencialmente muy significativa en su capacidad para limitar el daño y evitar mecanismos progresivos de colapso.

5. CRITERIOS DE INSPECCIÓN, DIAGNÓSTICO Y VALORACIÓN DE LA SEGURIDAD RESIDUAL

La experiencia acumulada en los casos analizados pone de manifiesto que, tras una explosión, la inspección y el diagnóstico estructural exigen una lectura particularmente cuidadosa del daño, orientada no solo a describir las lesiones visibles, sino a identificar los mecanismos resistentes comprometidos, su posible evolución y la capacidad remanente del edificio. La toma de decisiones en esta fase suele venir condicionada por la necesidad de actuar con rapidez, tanto para adoptar medidas de seguridad inmediatas como para valorar la viabilidad de la reparación, del refuerzo o, en su caso, de la sustitución de elementos dañados.

En este contexto, la gravedad del siniestro no puede juzgarse exclusivamente por la extensión o por el carácter aparatoso del daño. Resulta esencial distinguir entre lesiones llamativas, pero de alcance resistente limitado y daños menos evidentes que afecten a elementos críticos, apoyos, uniones o zonas con escasa capacidad de redistribución. Del mismo modo, determinadas manifestaciones observadas en tabiquería, particiones o cerramientos pueden aportar indicios útiles sobre el recorrido de la onda expansiva, la localización de las zonas más directamente afectadas o la existencia de desplazamientos relativos entre elementos, siempre que se interpreten como complemento —y no como sustitución— del análisis estructural propiamente dicho.

Los subapartados siguientes recogen, a partir de la experiencia en los casos estudiados, algunos criterios prácticos de inspección, diagnóstico y valoración de la seguridad residual, orientados a reconocer los daños más relevantes, jerarquizar su importancia y apoyar la definición de las medidas de intervención.

Junto a la exposición de estos criterios generales, se utilizará en los subapartados siguientes uno de los casos analizados como referencia, con el fin de mostrar de forma concreta cómo se organizó la inspección, cómo se identificaron los elementos críticos y cómo se valoró la seguridad residual del edificio, complementando esta exposición con otros ejemplos cuando resulte de interés. El ejemplo será la intervención para la reparación del aparcamiento P2 del Aeropuerto de Barajas tras la explosión ocurrida en 1998.

5.1. Inspección inicial y medidas urgentes

Tras una explosión, la primera actuación técnica no debe orientarse todavía a un diagnóstico detallado, sino a comprobar la existencia de riesgos inminentes y a adoptar las medidas necesarias para asegurar de forma provisional la estabilidad y la seguridad de las personas. En esta fase inicial resulta prioritario identificar zonas con peligro de desprendimiento, pérdida de apoyo, colapso local, inestabilidad de elementos verticales o posible progresión del daño, prestando especial atención a los elementos estructuralmente críticos, aunque otras lesiones más extensas o llamativas puedan atraer inicialmente la atención [15], [16].

La inspección inicial debe ir, por tanto, encaminada a reconocer con rapidez aquellos daños que puedan comprometer de manera inmediata la seguridad del edificio o de parte de él, a fin de decidir sobre la necesidad de desalojo total o parcial, restricción de accesos, balizamiento de zonas peligrosas, apeos provisionales, descarga de elementos o protección frente a desprendimientos. En muchos casos, la adopción correcta y temprana de estas medidas condiciona no solo la seguridad en el momento posterior al siniestro, sino también la posibilidad de llevar a cabo con garantías la inspección detallada y la posterior intervención [17], [18].

Junto a ello, resulta fundamental documentar desde el primer momento la situación observada mediante inspección visual, croquis de daños y reportaje fotográfico, de modo que quede constancia tanto de la extensión aparente de las lesiones como de aquellos indicios que puedan resultar relevantes para interpretar más adelante los mecanismos resistentes comprometidos. La experiencia analizada pone de manifiesto que una adecuada ordenación de esta fase es decisiva para evitar errores de valoración, priorizar correctamente las actuaciones urgentes y encauzar con criterio el diagnóstico posterior.

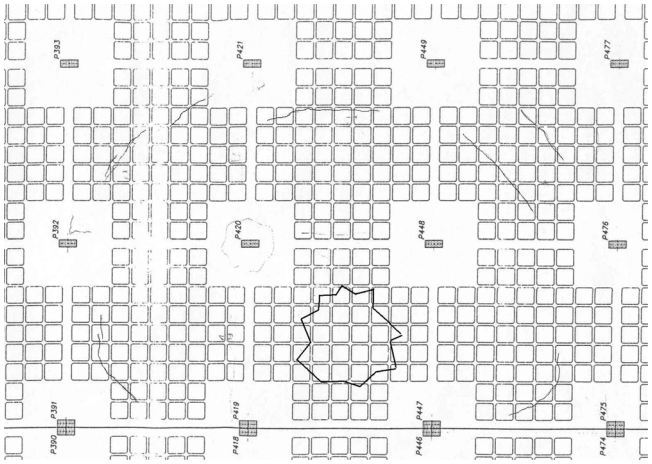


Figura 25. Aparcamiento P2. Croquis de la localización del foco de la explosión y de la fisuración observada.



Figura 26. Centro Comercial en Zaragoza (2002). Recuadro de forjado adyacente a muro de sótano afectado, aun estando alejado del foco.



Edif. C/ Martín Gaite, Leganés, Madrid, 2004.



Centro de Menores de Zumárraga, Guipúzcoa, 2001.

Figura 27. Caídas de cerramientos provocadas por la onda expansiva.



Edif. C/ Martín Gaite, Leganés, Madrid, 2004 (la onda expansiva subió por la caja de escalera provocando los daños que se muestran en el casetón de cubierta).



Casa Cuartel de Burgos, 2009.

Figura 28. Fisuración en particiones al paso de la onda expansiva.

Para esta inspección el técnico se apoya en reglas de medición de fisuras (su precisión, de ±0.1 mm, es más que suficiente), útiles básicos para registro de daños (cámaras fotográficas, vídeo, drones, prismáticos, …) y medios auxiliares para acceder a los puntos de inspección, bien sea por la altura a la que se encuentran las zonas a inspeccionar, bien cuando el riesgo de colapso de alguna zona así lo aconseje. Es importante contar con toda la documentación descriptiva del inmueble y, en particular, de su estructura, lo antes posible pues será de gran utilidad en esta inspección inicial. Es también esencial dejar bien documentada esta inspección, incluida la parte de los escombros identificando en estos el proceso de colapso, pues en las siguientes labores de aseguramiento y las posteriores de desescombro puede perderse buena parte de esta información, que puede ser vital para el diagnóstico sobre la afección a la estructura. En esta fase hay que decidir también con carácter inmediato si es preciso el desalojo total o parcial, acordonar zonas, disponer apeos de seguridad, colocar viseras para retener posibles desprendimientos, etc.

En el caso del Aparcamiento P2, que cuenta con cuatro módulos, la primera inspección permitió, por un lado, descartar cualquier afección por la explosión a los otros tres módulos del aparcamiento, quedando abiertos de forma inmediata tras la limpieza y retirada de restos en ellos. Las juntas estructurales entre módulos actuaron como aisladores de la acción explosiva. La inspección de estos otros módulos permitió identificar algunos patrones sistemáticos de fisuración por flexión por cara superior frente a momentos negativos (no existe pavimento sobre el forjado, sino que la rodadura se materializa sobre éste para lo cual fue pulido en su ejecución) y por fenómenos de origen higrotérmico. Mediante la determinación de dichos patrones y la medida de la abertura de fisura en ellos, se pudo acotar el alcance del efecto de la onda expansiva en el módulo afectado. Ello permitió también, a los pocos días, la apertura de amplias zonas de este módulo, quedando acotada la zona afectada con carácter conservador dejando dos crujías de forjado desde el último punto donde se veían daños potencialmente originados por la explosión; y liberando las dos plantas superiores completamente para su uso.

En la figura 25 se muestra el croquis de daños en el forjado sobre el que se produjo la explosión. La rotura del forjado se concentró en el recuadro entre pilares que se señala en la figura. Véanse en ésta las fisuras concéntricas en torno al foco ya comentadas en apartados anteriores. Se constató que la junta de dilatación disipó el efecto en buena medida.

De forma inmediata se dispuso un apeo continuo desde la solera de planta baja hasta el techo del forjado sobre el que se produjo la explosión, que era el nivel más alto afectado por ésta y que se conservó íntegramente. Ello permitió continuar las investigaciones y plantear los trabajos sucesivos con seguridad.

Es importante en estos casos seguir el o los caminos seguidos por la onda expansiva. En el ejemplo que nos ocupa, no existían cerramientos salvo en las rampas, lo que permitió una salida rápida de la onda expansiva. En el caso del Centro Comercial en Zaragoza, en cambio, al producirse la explosión en el sótano, la onda llegó a los muros provocando por reflexión algún daño en los recuadros de forjado adyacentes, incluso en zonas muy alejadas (figura 26).

Los daños en particiones y cerramientos son un buen indicador de estas zonas de paso de la onda. En ocasiones ésta provoca su caída (figura 27), aunque en otros casos -especialmente al debilitarse conforme se aleja del foco- da lugar a una típica fisuración en forma de líneas de rotura como las que se muestran en la figura 28. Existen otros muchos indicios en carpinterías, falsos techos, acabados, etc. que pueden ayudar en esta tarea. Es importante, a la hora de adoptar las medidas de precaución (desalojo, acordonamiento de seguridad, …) prestar atención a estos daños pues un fallo en alguno de los elementos afectados, como sería, por ejemplo, la caída de un paño de fachada puede causar daños que pudieran ser graves en último término.

5.2. Identificación de elementos críticos, interpretación del daño y criterios de intervención

Una vez asegurada la estabilidad inmediata del edificio y adoptadas las primeras medidas de seguridad, la inspección debe orientarse a identificar los elementos críticos cuyos daños puedan comprometer de forma significativa la seguridad de la estructura estructural o condicionar la estrategia de intervención. La gravedad de una lesión no depende únicamente de su entidad aparente, sino también de la función resistente del elemento afectado, de su posición dentro del sistema estructural y de la posibilidad de que su deterioro altere la transmisión de cargas o desencadene efectos desproporcionados. Por ello, deben examinarse con especial atención soportes, apoyos, nudos, encuentros entre elementos, zonas de cambio de rigidez y regiones próximas al foco o a trayectorias de propagación de la onda.

La correcta lectura del daño exige, además, interpretar su morfología y disposición. La orientación y abertura de las fisuras, la existencia de deformaciones permanentes, pérdidas de apoyo, aperturas de juntas o alteraciones geométricas pueden aportar información esencial sobre el mecanismo resistente comprometido. A ello pueden sumarse, como indicios complementarios, determinadas manifestaciones en tabiquería, cerramientos, carpinterías o falsos techos, útiles para seguir el recorrido de la onda y orientar la inspección hacia las zonas potencialmente más afectadas.

En el caso del Aparcamiento P2, una vez delimitada provisionalmente la zona afectada, la inspección se centró en los apoyos del forjado en pilares, en los nervios y ábacos más próximos al foco. También se centró en analizar la posible propagación del daño hacia apoyos contiguos y en el estado de los elementos verticales situados en la trayectoria de transmisión de cargas. Esta lectura permitió distinguir entre daños muy llamativos, pero de alcance local (fotografía superior derecha de la figura 19), y otros de mayor trascendencia estructural, especialmente allí donde podían desarrollarse mecanismos de fallo frágiles o quedar comprometida la continuidad del sistema.

De este modo, las zonas con daños no reparables por procedimientos convencionales —como la inyección de fisuras o los refuerzos con fibra de carbono— se catalogaron como zonas a demoler. La línea de corte se amplió para situarla convenientemente bordeando los ábacos para facilitar su posterior reconstrucción. Esta zona es la delimitada mediante línea de puntos en la figura 29. La línea continua indica el trazado de corte con

sierra, de forma que la zona interior pudiera demolerse con medios de alta potencia al quedar aislada del resto de la estructura. La franja comprendida entre ambas líneas, separadas aproximadamente un canto de forjado, debía demolerse con medios manuales de baja capacidad, a fin de dejar armaduras en espera sin dañarlas y permitir posteriormente la reconstrucción de la zona demolida con continuidad mecánica en las armaduras, soldando donde fuera preciso para garantizar el empalme.

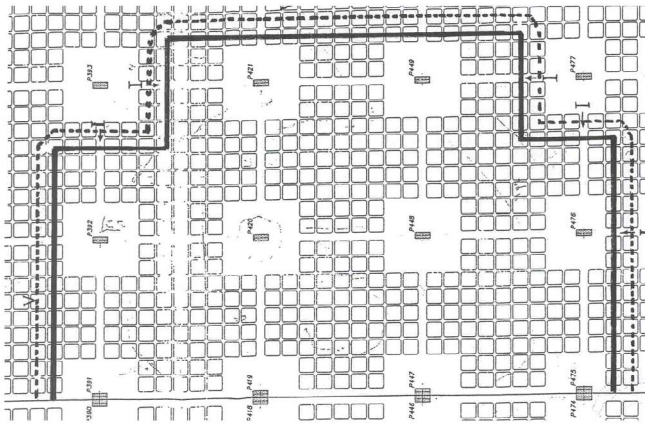


Figura 29. Aparcamiento P2. La línea de puntos indica el borde de la demolición controlada para la reconstrucción de las zonas con daños irreparables.

Resultaba precisa también la demolición del forjado del nivel inferior (planta primera), para el cual se adoptaron los mismos límites, aunque los daños no reparables no alcanzaban estrictamente esa extensión. La planta baja, sobre solera, era perfectamente recuperable.

El resto de los daños asociados a la explosión, o de aquellos que evolucionaron como consecuencia de ella, una vez diferenciados de los preexistentes en la forma ya expuesta, se repararon mediante procedimientos habituales dirigidos a restituir el monolitismo —como la inyección de fisuras— y, en los casos de duda sobre la capacidad resistente, mediante refuerzos convencionales una vez restituida dicha continuidad.

Cuando la fisuración, aun sin implicar un problema de seguridad, es intensa, puede afectar a las condiciones de servicio. En estos casos puede plantearse una prueba de carga en servicio para valorar flechas, vibraciones y otros efectos, y prever con ello las actuaciones que puedan requerirse para la restitución de particiones, acabados y demás elementos afectados.

En casos de duda sobre la repercusión de los daños causados por la explosión sobre la capacidad resistente de forjados, en zonas en las que no se deduzca inequívocamente como necesaria la demolición, pueden plantearse pruebas de carga de seguridad como las planteadas en las referencias [19] y [26].

6. PROCEDIMIENTOS DE REPARACIÓN Y REFUERZO EMPLEADOS EN LA PRÁCTICA

La casuística de apeos, reparaciones locales, refuerzos y sustituciones de elementos dañados por explosión es muy amplia y depende, como es lógico, del tipo de daño producido, de su localización, de la tipología estructural y de las condiciones concretas de cada edificio. Muchas de las técnicas aplicables en estos casos coinciden, además, con las utilizadas en otros procesos patológicos o accidentales y están ampliamente recogidas en la bibliografía especializada. Referencias a procedimientos de reparación pueden encontrarse en [15], [17], [18], [21], [22], [23], y [24] entre otras publicaciones de interés. Por ello, no se pretende aquí realizar una revisión exhaustiva de las distintas soluciones de intervención posibles, sino centrar la atención en aquellos aspectos que, a la luz de la experiencia analizada, presentan un interés más específico en este tipo de siniestros.

Entre estos aspectos destaca, de forma particular, la necesidad de delimitar adecuadamente las zonas con daños irreparables, disponer los apeos arriostramientos necesarios, adoptar medidas provisionales que permitan su tratamiento en condiciones de seguridad, y abordar después su demolición controlada y reconstrucción con restitución de la continuidad resistente. La experiencia obtenida en los casos estudiados muestra que estas operaciones exigen una lectura precisa del daño, una definición cuidadosa de los límites de demolición y una ejecución especialmente atenta a la reconstrucción para recuperar el comportamiento estructural.

6.1. Delimitación, apeo y demolición controlada de zonas irreparables

La delimitación de las zonas con daños irreparables y su posterior demolición constituyen una de las fases más delicadas de la intervención tras una explosión, por cuanto en ellas confluyen exigencias de seguridad, condicionantes constructivos y la necesidad de preservar, en la medida de lo posible, las condiciones para una reconstrucción estructuralmente correcta.

El apeo de la zona a demoler debe permitir trabajar sobre el forjado y sobre los elementos afectados sin introducir riesgos adicionales, para lo cual resulta preciso prever no solo las cargas propias de la estructura dañada, sino también las derivadas del personal, de la maquinaria de demolición, de las bandejas de protección y del proceso de retirada de escombros. Del mismo modo, debe comprobarse que el sustrato sobre el que apoyan los sistemas auxiliares presenta capacidad suficiente, siendo especialmente importante confirmar si se trata de una solera firme o, por el contrario, de un elemento de menor capacidad, como puede ser un forjado sanitario.

La disposición del apeo debe asegurar asimismo la estabilidad global del sistema provisional. Ello exige, en general, el arriostramiento adecuado de los puntales y, en determinados casos, el arriostramiento específico de pilares que, al demolerse los forjados adyacentes, puedan quedar con una esbeltez o una altura libre tales que hagan cuestionable su estabilidad durante la intervención.

La definición de la zona a demoler no debe venir determinada únicamente por el límite estricto del daño irreparable, sino también por criterios constructivos que permitan disponer juntas de construcción adecuadas con la parte de la estructura que se conserva. En este sentido, la experiencia analizada muestra la conveniencia de extender la demolición hasta líneas o zonas favorables desde el punto de vista estructural y constructivo, aunque ello suponga rebasar localmente el ámbito mínimo del daño.

Una vez fijado dicho límite, resulta conveniente establecer un procedimiento de demolición que combine seguridad, ren-



Figura 30. Aparcamiento P2. Apeo de los forjados de los pisos superiores en los que no se realizaban demoliciones.

dimiento y preservación de las armaduras y del hormigón de la zona conservada. Con este fin, puede disponerse un precorte con sierra o hilo de diamante que permita demoler con medios potentes la zona interior delimitada, dejando una franja final para su demolición manual, de menor agresividad, con objeto de no dañar las armaduras que deban quedar en espera para la posterior reconstrucción. Esta solución facilita el posterior solape de la nueva armadura, ya sea por longitud de anclaje o mediante soldadura cuando ello resulte preciso. Asimismo, esta última franja debe dejarse con una geometría favorable para la formación de la junta de construcción y con una textura adecuada [25], de modo que quede el árido visto, no desprendido, con relieve suficiente para asegurar una buena trabazón con el hormigón de reposición, con independencia de que adicionalmente se disponga o no un puente de unión.

En esta fase conviene, además, prever la realización de ensayos no destructivos en pilares [26], en especial en la franja anteriormente ocupada por el forjado, a fin de estudiar posibles daños en el nudo o en las zonas de encuentro cuya afección no resulte claramente visible.

Durante todo el proceso de demolición y apeo resulta aconsejable mantener una auscultación de la estructura y de los medios auxiliares, de manera que puedan detectarse desplazamientos, vibraciones excesivas o cualquier otra incidencia que aconseje revisar el procedimiento previsto. La experiencia obtenida en los casos estudiados muestra que esta fase no debe entenderse como una mera operación de retirada de material dañado, sino como una actuación estructural en sí misma, cuya correcta definición condiciona de forma decisiva la seguridad de los trabajos y la viabilidad de la reconstrucción posterior.

En el ejemplo del Aparcamiento P2 que venimos desarrollando en este apartado y el anterior, en la figura 29 se muestran la línea de corte con sierra de disco (línea continua) y la que delimita el picado manual (línea discontinua).

Se dispusieron unas vigas metálicas en celosía de rápido montaje[1] en las plantas superiores no afectadas, que apeaban los forjados en dichas plantas, en las que no se intervenía, en la posición de los soportes. Se dispuso el sistema para prevenir un posible fallo de los nudos viga-pilar ante las incertidumbres sobre el estado de estos (figura 30). Las vigas en celosía apoyaban sobre el forjado junto a los pilares sanos fuera de la zona afectada, conduciendo las cargas hasta la cimentación mediante perfiles metálicos retacados a los forjados entre suelo y techo y dispuestos de forma continua en todas las plantas.



Figura 31. Aparcamiento P2. Arriostramiento de los pilares para asegurar su estabilidad tras la demolición.

En la figura 31 puede verse el arriostramiento dispuesto en los pilares (entre sí y con el resto de la estructura) nece-

1 Fueron suministradas temporalmente por el Ejército Español, y pertenecían a sus sistemas Bailey de montaje rápido de puentes en situaciones de conflicto o emergencia.





Figura 32. Aparcamiento P2. Proceso de demolición en la zona con daños irrecuperables.



Nervio de forjado. Véase la superficie inclinada, con textura rugosa de árido visto no desprendido.



Demolición en el entorno del soporte. Se están dejando en los bordes superficies inclinadas descendentes alejándose del pilar.

Figura 33. Aparcamiento P2. Fase final de demolición.

sario para reducir su esbeltez, considerando la altura libre resultante al demoler los forjados. Estos perfiles se fijaban a los soportes, mediante chapas ancladas previamente con tacos a los soportes, ligeramente por debajo del entablonado bajo el forjado apeado, antes de demoler.

En la figura 32 se muestra la demolición con medios de elevada potencia en la zona aislada con corte de sierra del resto de la estructura, así como el apeo y cimbra dispuestos para permitir estas operaciones.

El picado en la franja adyacente a la línea de corte y alrededor de los pilares (figura 33) se hizo de forma controlada, con medios manuales de bajo poder de demolición (pistolete eléctrico, puntero y maceta) para no dañar a las armaduras ni afectar a sus condiciones de adherencia y anclaje. La superficie de la interfaz de contacto con el hormigón de reconstrucción se realizó premeditadamente con pendiente descendente alejándose del soporte (contraria a la inclinación de posibles fisuras por cortante frente a cargas gravitatorias [25]), en una franja de forjado en torno a los pilares.

6.2. Reconstrucción y restitución de la continuidad estructural

Previamente a la demolición se habían determinado las velocidades de propagación del impulso ultrasónico en pilares sanos del entorno de la zona afectada. Con ello se comprobó el estado de los pilares en la zona afectada antes de la demolición. Una vez completada la demolición, esta actuación pudo llevarse a cabo también en los nudos forjado-pilar de éstos tras la demolición. Descartados daños en esos elementos, se procedió a la disposición de cimbras y encofrados y a la colocación de nuevas armaduras de refuerzo, solapándolas entre si la longi-

tud necesaria o soldándolas cuando no era posible en la zona a reconstruir con la que quedó en espera tras la demolición manual (figura 34). La rectificación de las armaduras en espera, dobladas durante el proceso, fue la tarea que más tiempo requirió.



Figura 34. Aparcamiento P2. Encofrado y disposición de armadura de las zonas a reconstruir.

El hormigonado no planteó condicionantes especiales, una vez aseguradas las condiciones de continuidad y preparación de las juntas. En paralelo, se procedió a la inyección de las fisuras que, por su abertura, comprometían el monolitismo en zonas próximas a la que se estaba reconstruyendo. El proceso completo, desde la inspección previa hasta la puesta en servicio de la estructura, se desarrolló entre el 28 de agosto y el 6 de octubre de 2001.

7. CONCLUSIONES

A partir de la experiencia presentada en este trabajo pueden señalarse las siguientes conclusiones:

a) Los daños estructurales causados por explosiones en edificios presentan una gran variedad de manifestaciones, pero su correcta interpretación exige identificar las formas de trabajo de la estructura que los han originado y no clasificarlos únicamente por su apariencia.
b) Entre los daños observados, los mecanismos de fallo de tipo frágil revisten especial gravedad por su brusquedad, su limitada capacidad de redistribución y su potencial para desencadenar el hundimiento total o generalizado de la estructura, especialmente cuando la explosión induce esfuerzos de signo contrario o solicitaciones no previstas en el diseño ordinario.
c) La experiencia acumulada pone de manifiesto la importancia decisiva de la robustez estructural en la limitación del daño. La continuidad de las armaduras más allá de las secciones donde estrictamente son necesarias frente a las cargas para las que fueron diseñadas, la adecuada resolución de apoyos y uniones, la capacidad de redistribución y, en general, un buen desempeño en la definición de los detalles estructurales puede evitar que daños locales severos evolucionen hacia fallos progresivos o colapsos parciales.
d) La inspección y valoración de la seguridad residual de una estructura afectada por una explosión debe orientarse prioritariamente a la identificación de los elementos críticos, a la lectura correcta de los mecanismos de daño y a la adopción temprana de medidas de seguridad, sin dejarse condicionar únicamente por el carácter más o menos aparatoso de las lesiones visibles.
e) La actuación en zonas donde existen daños irreparables debe abordarse contemplando las siguientes actividades: delimitación precisa de la zona afectada, apeo y arriostramiento preventivo, demolición controlada; y finalmente su reconstrucción, que debe restituir la continuidad resistente, siendo este uno de los aspectos más relevantes y sensibles de la intervención en estructuras afectadas por explosión.

Referencias

[1] U.S. Department of Defense. *UFC 3-340-02: Structures to resist the effects of accidental explosions. Whole Building Design Guide*. 2008 (Change 2, september1, 2014).

[2] Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Reference manual to mitigate potential terrorist attacks against buildings*. s.l. : U.S. Department of Homeland Security., 2011 (2nd ed., FEMA 426/BIPS 06).

[3] Dusenberry, D. O. *Handbook for blast-resistant design of buildings*. s.l. : John Wiley & Sons, 2010.

[4] CORMIE, David y SMITH, Peter D. y MAYS, Gordon C. *Blast effects on buildings*. 3rd ed. London : ICE Publishing, 2019.

[5] DUSENBERRY, Donald O., ed. *Handbook for blast-resistant design of buildings*. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, 2010.

[6] *Blast loading and blast effects on structures: an overview*. NGO, T., MENDIS, P. y GUPTA, A. y RAMSAY, J. s.l. : Electronic Journal of Structural Engineering. Special Issue: Loading on Structures, p. 76-91, 2007.

[7] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 59-22: *Blast protection of buildings*. 2022.

[8] *Theoretical models to predict the flexural failure of reinforced concrete beams under blast loads*. CARTA, G. y STOCHINO, F. s.l. : Engineering Structures, 2013, Vols. 49, p. 306-315.

[9] *Punching shear failure in blast-loaded RC slabs and panels*. Engineering Structures. SAGASETA, J., OLMATI, P. y MICALLEF, K. y CORMIE, D. s.l. : Engineering Structures, 2017, Vols. 147, p. 177-194.

[10] FIB (International Federation for Structural Concrete). *Punching shear of structural concrete slabs: Model Code 2010 and fib Model Code 2020 approaches for punching shear design*. fib Bulletin 81. Lausanne : s.n., 2017.

[11] *Robustness of reinforced concrete frames against blast-induced progressive collapse*. FRANCIOLI, Mattia, PETRINI, Francesco y OLMATI, Pierluigi y BONTEMPI, Franco. s.l. : Vibration, 2021, Vols. 4, no. 3, p. 722-742.

[12] *Analysis of building collapse under blast loads*. LUCCIONI, B.M. y AMBROSINI, R.D. y DANESI, R.F. 1, p. 63-71, s.l. : Engineering Structures, 2004, Vol. 26.

[13] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 76-23: *Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures*. s.l. : ASCE, 2023.

[14] FIB (INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE). *FIB Bulletin 63: Design of precast concrete structures against accidental actions*. Lausanne : FIB, 2011.

[15] *FIB Bulletin 102: Guide for protection and repair of concrete structures*. Lausanne : FIB.

[16] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. PROTECTIVE DESIGN CENTER. *PDC TR-08-06: User's guide for Component Explosive Damage Assessment Workbook (CEDAW v2)*. Omaha, NE : U.S. Army Corps of Engineers, 2008.

[17] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI PRC-364.1-19: Guide for assessment of concrete structures before rehabilitation*. s.l. : ACI (American Concrete Institute), 2019.

[18] *ACI CODE 562-21: Code requirements for assessment, repair, and rehabilitation of existing concrete structures and commentary*. s.l. : ACI (American Concrete Institute), 2021.

[19] FIB (INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE). *FIB Bulletin 103: Guide for strengthening of concrete structures*. Lausanne : FIB.

[20] *FIB Bulletin 17: Management, maintenance and strengthening of concrete structures*. Lausanne : FIB, 2002.

[21] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI PRC-546-23: Concrete repair—Guide*. s.l. : ACI (American Concrete Institute), 2023.

[22] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE). *Monografía M-33: Evaluación de estructuras de hormigón armado*. s.l. : ACHE, 2019.

[23] CALAVERA, J. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. 2ª edición. Madrid : Ediciones INTEMAC, 2008.

[24] LEY, J. et Al. *Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón*. Madrid : Ediciones INTEMAC, 2001.

[25] Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Real *Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural. Boletín Oficial del Estado*. s.l. : B.O.E., 10 de agosto de 2021.

[26] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE). *Pruebas de carga de estructuras. Monografía M-09*. s.l. : ACHE, 2004.

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

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

Precast Industrial Building Design Under Accidental Blast Loading. General Aspects and Basic Design Guidelines.

S. Rodríguez Morales[a,*]

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

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

RESUMEN

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

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

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

ABSTRACT

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

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

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

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

Cómo citar este artículo: Rodríguez, S. (2026). Diseño de edificios industriales prefabricados sometidos a una acción accidental de explosión. Recomendaciones, aspectos generales y bases de diseño iniciales. *Hormigón y Acero*. 77(309):89-100. https://doi.org/10.33586/hya.2026.4207

1. INTRODUCCIÓN

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

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

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

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

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

2. BASES DE DISEÑO. DATOS DE PARTIDA

2.1. Normativa y especificaciones del cliente.

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

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

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

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

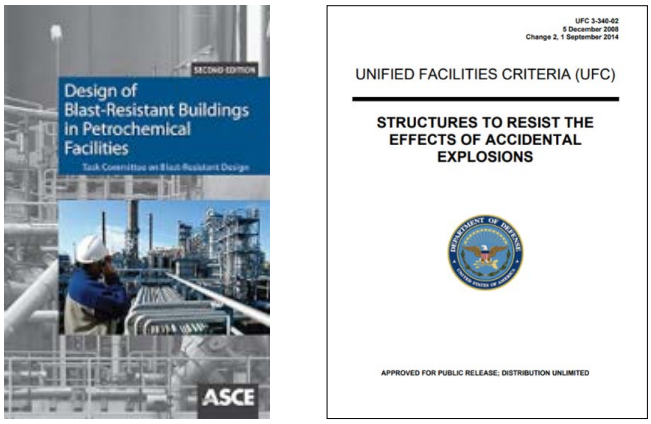


Figura 1. Manuales Norteamericanos de referencia en el diseño de edificios antiexplosión en el ámbito industrial.

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

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

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

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

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

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

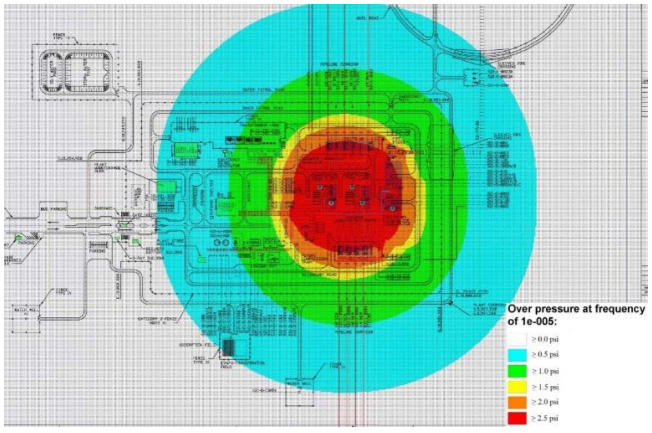


Figura 2. Mapas de curvas de presión aportados por un informe de riesgo tipo BRA.

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

Esta acción dinámica queda representada básicamente por los siguientes parámetros

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

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

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

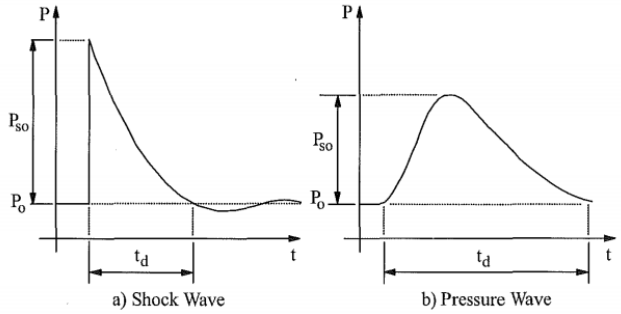


Figura 3. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

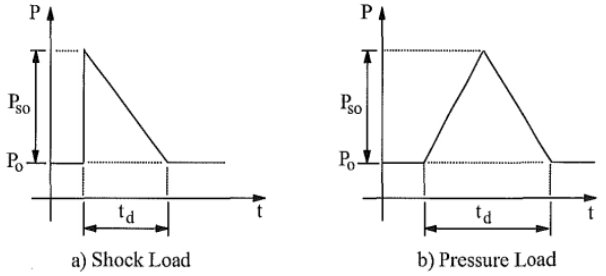


Figura 4. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

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

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

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

$$t_c = 3S/U < t_d \tag{2}$$

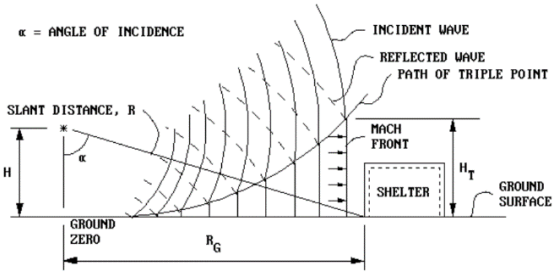


Figura 5. Representación del concepto de onda reflejada.

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

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

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

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

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

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

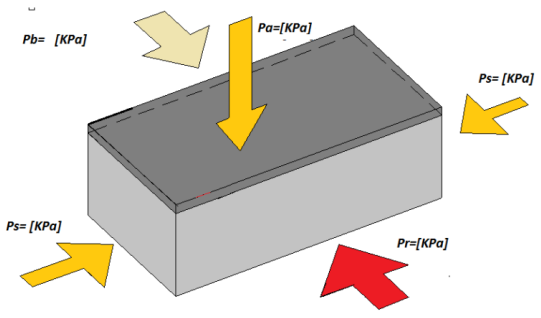


Figura 6. Representación gráfica del concepto de onda de impacto y onda de presión que definen la acción explosiva. Referencia [1].

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

2.3. Informe geotécnico.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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



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

3. DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN EDIFICIOS ANTIEXPLOSIÓN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

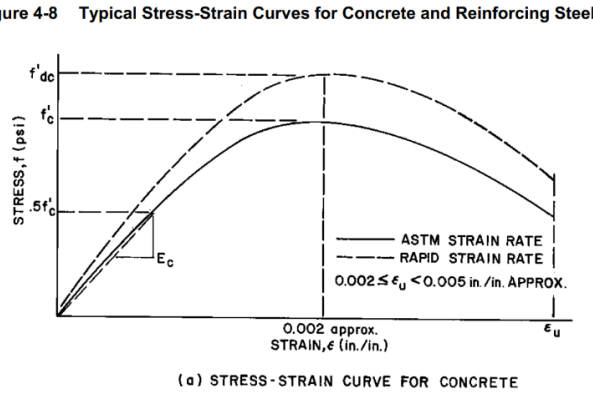


Figura 9. Curvas tensión-deformación para un hormigón con deformaciones obtenidas con diferentes tasas de aplicación de la carga. Referencia [1].

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

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

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

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

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

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

donde:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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



Figura 12. Subestación eléctrica totalmente prefabricada.



Figura 11. Edificio de control con solución híbrida.

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

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

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

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

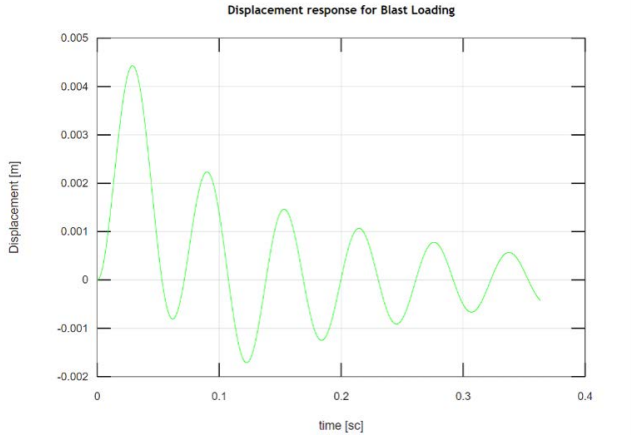


Figura 13. Gráfica que representa la respuesta en desplazamiento de un sistema de un grado de libertad. Como se puede apreciar la estructura experimenta deformaciones positivas y negativas debido a la acción dinámica de la explosión.

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

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

3.5. Modelo estructural del edificio.

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

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

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

3.5.1. Análisis estáticos equivalentes.

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

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

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

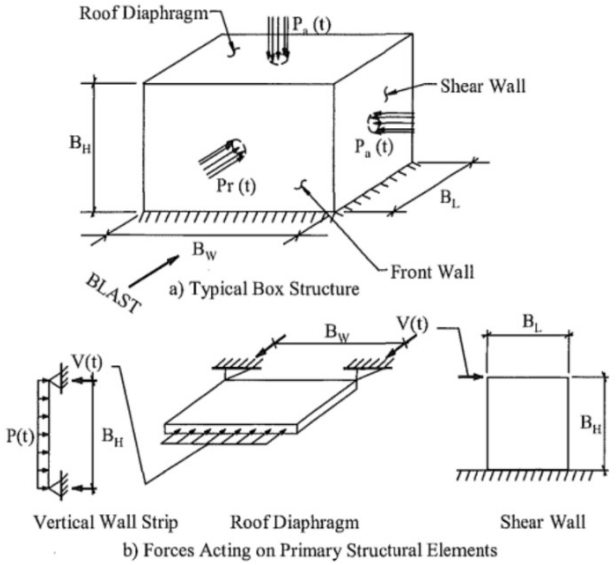


Figura 14. Representación sobre la metodología de cálculo por medio de varios sistemas de un grado de libertad, [1].

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

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

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

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

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

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

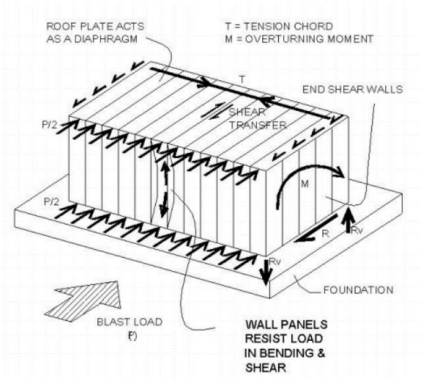


Figura 15. Camino de cargas para un sistema totalmente prefabricado.

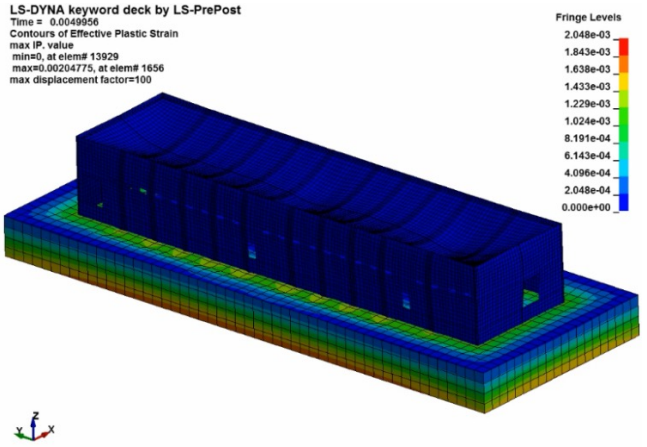


Figura 16. Edificio analizado mediante software FEM. Gentileza de LS-DYNA.

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

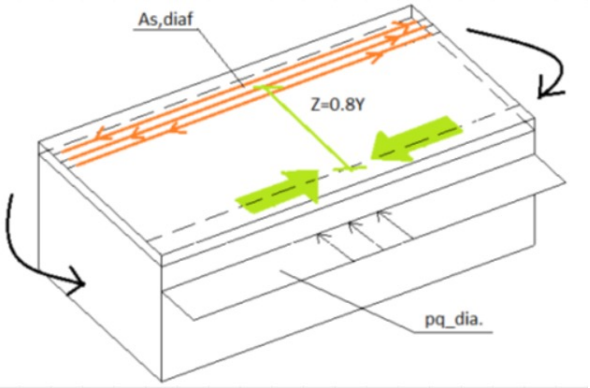


Figura 17. Modelo simplificado para representación de efecto diafragma en forjado de cubierta.

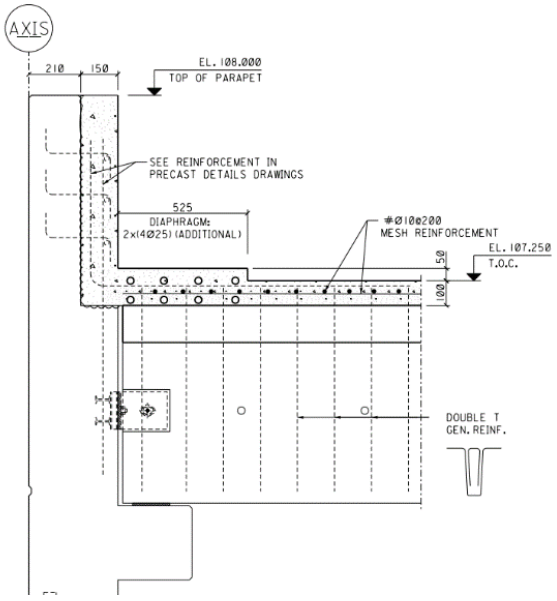


Figura 18. Mediante un paquete de armaduras se consigue generar un tirante con el que se resuelve el diafragma a nivel del forjado de cubierta. Sección transversal en subestación eléctrica prefabricada íntegramente.

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

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

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

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

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

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

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

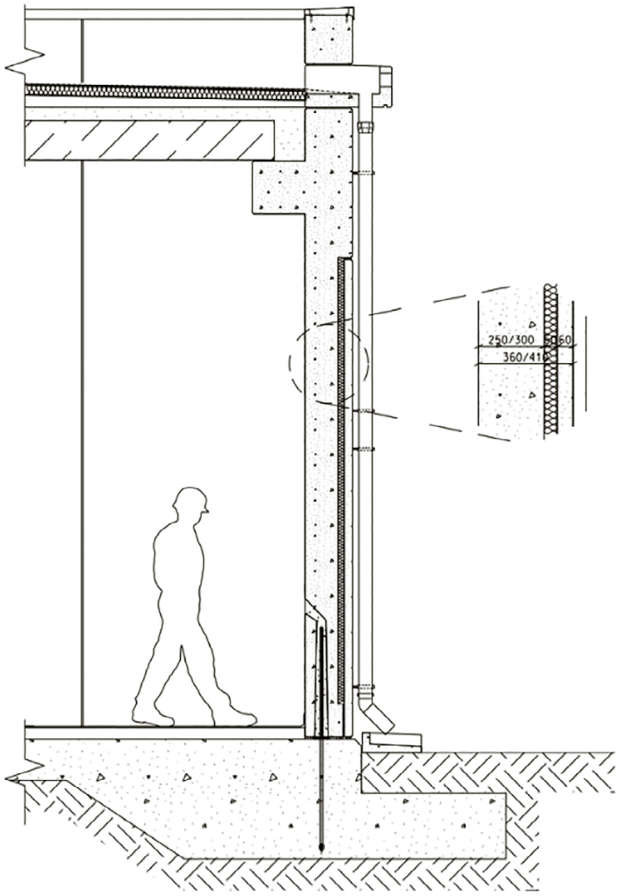


Figura 19. Sección constructiva por panel prefabricado de fachada.

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

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

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

Velocidad de frente de Onda.

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

Longitud de onda de presión.

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

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

Presión dinámica del viento provocado por la explosión.

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

Presión de onda reflejada.

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

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

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

Tiempo de la sobrepresión en la distancia libre.

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

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

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

Impulso en la pared frontal.

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

Duración efectiva.

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

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

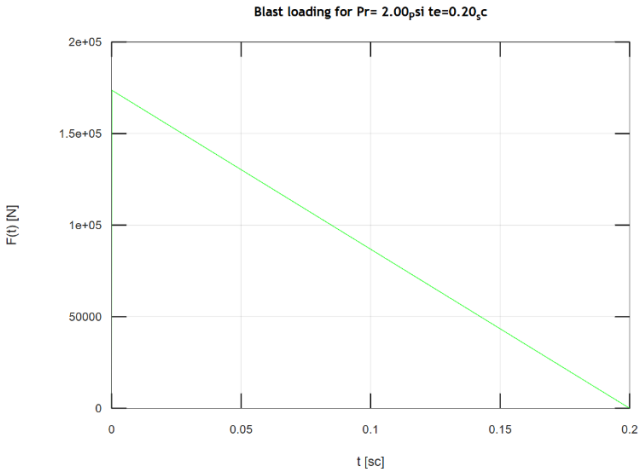


Figura 20. Representación gráfica de la fuerza dinámica que simula la explosión, que es función del tiempo y la fuerza.

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

Masa del panel.

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

Propiedades dinámicas del acero y del hormigón.

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

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

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

$M_{rd} = 196.88$ mkN

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

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

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

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

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

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

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

Por lo tanto, la carga última del sistema es:

$R_u = 262.50\ kN$ Carga de colapso.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

TABLA 3.
Factores de transformación para elementos estructurales unidireccionales.

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

Loading Diagram	Strain Range	Load Factor K_L	Lumped Mass Factor, K_M[1]	Uniform Mass Factor, K_M	Bending Resistance, R_b	Spring Constant, K	Dynamic Reaction, V
F = P * L/7	Elastic	0.64	---	0.50	$8M_{pc}/L$	384 EI/5L³	0.39R + 0.11F
L	Plastic	0.50	---	0.33	$8M_{pc}/L$	0	$0.38R_u + 0.12F$

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

Procederemos a calcular el periodo del panel prefabricado:

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

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

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

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

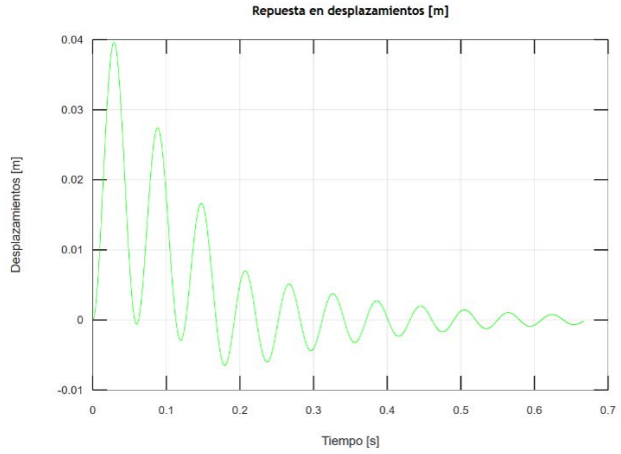


Figura 21. Respuesta en desplazamientos del sistema SDOF.

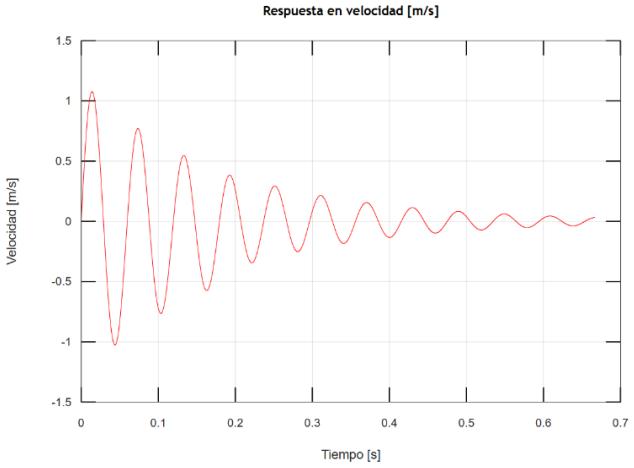


Figura 22. Respuesta en Velocidad del sistema SDOF.

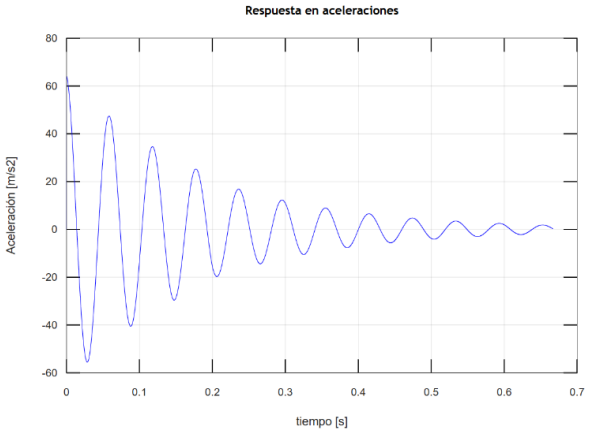


Figura 23. Respuesta en Aceleraciones del sistema SDOF.

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

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

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

$$\theta_d = arctg\ (2 \cdot Y_m/L) \qquad (27)$$
$$\theta_d = 0.75^{\circ}$$

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

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

5. CONCLUSIONES

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

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

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

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

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

Referencias

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

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

ÚLTIMOS NÚMEROS PUBLICADOS

ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Enero - Abril 2025 I Volumen 76 - Número 305



www.hormigonyacero.com

ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Mayo - Agosto 2025 I Volumen 76 - Número 306



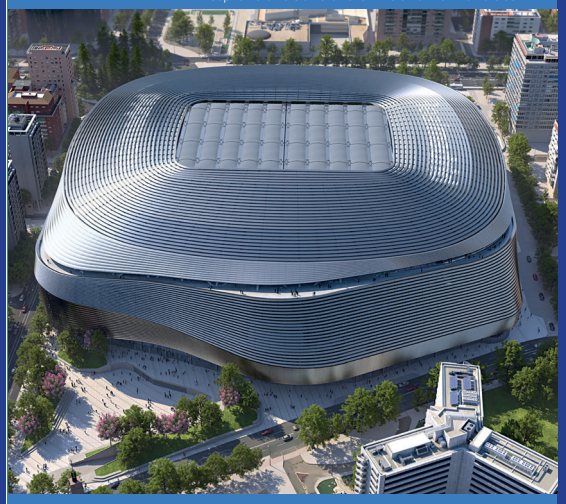
www.hormigonyacero.com

ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre - diciembre 2025 I Volumen 76 - Número 307



www.hormigonyacero.com

ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE ACHE ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Enero - abril 2026 I Volumen 77 - Número 308



www.hormigonyacero.com

ACHE

Base de datos de artículos publicados en números:

www.hormigonyacero.com



CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE

La certificación que impulsa tus proyectos

AENOR acompaña al sector de la Construcción con soluciones de certificación reconocidas, que aportan confianza, diferenciación y alineación con las expectativas del mercado y los exigentes criterios europeos ESG.

Desde la **Marca AENOR N**, garantía de calidad y seguridad, hasta **AENOR N Sostenible**, con más de 20 indicadores ESG, y la **Certificación AENOR Edificio Sostenible**, alineada con Level(s) y la Taxonomía Verde Europea.

AENOR

AENOR

AENOR
EDIFICIO SOSTENIBLE

Más información

Construye valor. Certifica confianza.

40 años AENOR
transformación y confianza

www.aenor.com