

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA AL IMPACTO DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

Tesis doctoral

Presentada por:

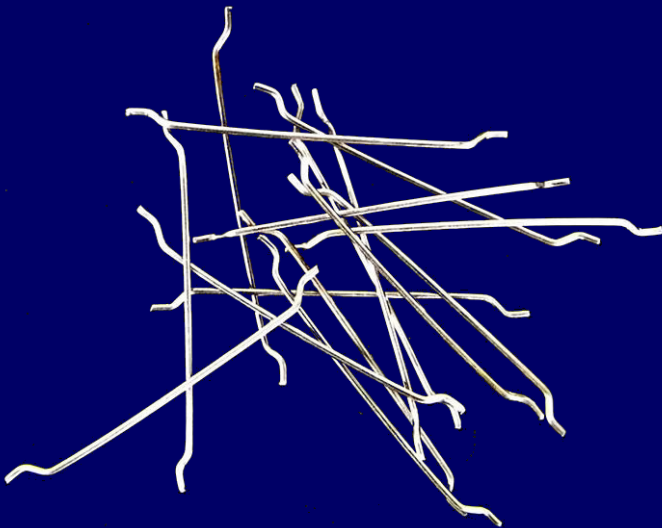
Ing. Juan Carlos Vivas

Ante:

Departamento de
Ingeniería Civil

Director:

Dr. Raúl Luis Zerbino



Marzo 2023



FACULTAD
DE INGENIERÍA



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE LA PLATA

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA AL IMPACTO DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

Tesis de Doctorado

JUAN CARLOS VIVAS

Presentada ante la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Nacional de La Plata
como requisito para la obtención del grado académico de

DOCTOR EN INGENIERÍA

Dirección de Tesis:

Director: Dr. Raúl L. Zerbino

Jurado de Tesis:

Dr. Pablo Marcelo Stefani

Dr. Daniel Ambrosini

Dr. Ravindra Gettu

Fecha de la defensa oral y pública:

13 de marzo de 2023

*“Si, pues, coméis o bebéis,
o hacéis otra cosa,
hacedlo todo
para la gloria de Dios.”*

1 Corintios 10:31 (RV60)

Agradecimientos

Agradezco ante todo a mi Señor Jesucristo, por darme una vida con verdadero propósito, brindarme salud y capacidades para poder alcanzar esta nueva meta.

A mi esposa, Josverlyn Valladares, por ser mi ayuda idónea y fiel compañera.

A mis padres, Yannuacelli Montes y Juan Jesús Vivas (†), por traerme a este mundo, criarme y siempre darme su apoyo.

A toda mi familia, en especial a mis hermanos José Juan, Mayrelys, Mariangel y Jesús. También a mi abuela “Mami Marina”.

A mi familia espiritual, la Fraternidad Bíblica Universitaria, en especial a los misioneros Isaac y Mary Cho, por su apoyo y por animarme a realizar este posgrado. Gracias por todas sus oraciones.

A mi director de tesis, el Dr. Raúl Zerbino, por confiar en mí, brindarme su tiempo y conocimientos, con tanta dedicación.

A todo el equipo de trabajo del área Hormigones Especiales del LEMIT que me apoyó en el desarrollo de esta tesis, en especial a la Ing. Graciela Giaccio, la Dra. María Celeste Torrijos y al Ing. Francisco Hours; también a los Ing. Pablo Bossio, al Ing. Agustín Rossetti y al Sr. Nahuel Adán.

A los compañeros de equipo del Instituto de Estructuras de la FACET-UNT: Dra. Bibiana Luccioni, Dr. Facundo Islas y Dr. Fabian Fiengo.

A las autoridades y personal del Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica por permitirme realizar en sus instalaciones la mayoría de las experiencias de esta tesis. Un agradecimiento especial al Ing. Luis Traversa y al Ing. José Sarutti.

A las autoridades del Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata donde se realizó parte de esta tesis.

Al Ing. Hugo Lorente, al Prof. Carlos Muravchik y a la Srta. Nicole Duarte, por su apoyo en la instrumentación de la máquina de ensayo.

Al Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas por brindarme una beca que permitió mi dedicación a tiempo completo en la realización de esta investigación.

A mis amigos, compañeros y todas aquellas personas importantes en mi vida y que por una u otra razón no coloqué en esta página.

A todos ustedes ... *“Gracias Totales”*.

Resumen

El Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) es un material de alto desempeño con capacidad de sobrellevar acciones en estado fisurado, particularmente eficiente frente a sollicitaciones dinámicas, como los impactos. El HRF se ha aplicado en diversas estructuras expuestas a cargas de impacto como pisos industriales, barreras viales, cerramientos de seguridad, columnas de puentes, entre otros. Aunque se han propuesto varios métodos para evaluar la resistencia al impacto del HRF, no existe una prueba ampliamente aceptada. Además de la clase del HRF, la caracterización del comportamiento al impacto debería ser un criterio importante para seleccionar el tipo de fibra más adecuado para cada estructura y condiciones de carga. La caracterización del comportamiento de impacto también podría usarse para estimar la respuesta de diferentes HRF expuestos a explosiones u otros tipos de cargas extremas.

En esta tesis se evalúa la respuesta del HRF frente a impactos, considerando el efecto de impactos sucesivos sobre el crecimiento del ancho de fisura. Para ello, en primera instancia, se diseñó una metodología de ensayo, sencilla y económica, basada en la caída libre de un proyectil, que evalúa el desempeño del material antes de la fisuración y en estado fisurado. Numéricamente se estudió la distribución de esfuerzos en los especímenes. Se determinó estadísticamente el número mínimo de ensayos recomendables y se propuso un método de corrección de los resultados, a partir de un estudio paramétrico, en que se evaluó la influencia de la geometría de la probeta y la masa del proyectil sobre los resultados obtenidos.

En la fase de implementación, se compararon los resultados obtenidos con este método, frente a los resultantes de aplicar el método más popular y difundido: el método del comité ACI-544; y luego empleando la nueva metodología de ensayo, se comparó la respuesta en impacto de hormigones reforzados con distintos tipos y contenidos de fibras, con diversas resistencias a la compresión del hormigón de base y con varias formas y tipo del agregado. Finalmente, se analizó la vinculación entre los resultados del ensayo de impacto propuesto y los parámetros de clasificación de los ensayos estáticos, se enfocó especialmente en la correlación con los parámetros empleados en el proceso clasificatorio propuesta en el *fib* Model Code 2010 en base al ensayo de flexión estática EN 14651.

El ensayo propuesto (GIL) es sencillo, de rápida implementación y económico; permite valorar la resistencia a la fisuración del hormigón por impacto como así también su capacidad residual en impacto en estado fisurado. Se requieren pocas pruebas para obtener resultados con un alto nivel de confianza. Los parámetros del ensayo GIL de mayor potencial son la energía total (E_T) y la tasa de apertura de fisura (V_C).

Luego de evaluar HRF que contenían fibras de acero, poliméricas y vidrio, se concluyó que la incorporación de fibras aumenta la capacidad del hormigón frente a cargas de impacto, dicha mejora depende del tipo y contenido de fibras, pero el desempeño en impacto se ve afectado por la resistencia a la compresión, la forma y tamaño de los agregados. Se observaron incrementos en la tenacidad del hormigón principalmente después de la fisuración de la matriz y en especial en HRF poliméricas y de acero. Para los hormigones estudiados en esta tesis, la dosis y el tipo de fibras (respectivamente) resultaron los factores de mayor influencia en el desempeño en impacto del HRF, en base al incremento porcentual de la E_T y V_C ; los otros factores tuvieron menor influencia, ordenados en forma decreciente, fueron: la forma, tamaño del agregado y la resistencia a la compresión de la matriz.

Se verifica la relación de tensiones residuales a 0,5 y 2,5 mm de abertura de fisura del ensayo de flexión estática EN14651 (f_{R3}/f_{R1}), como el parámetro de mejor correlación con los derivados del ensayo de impacto diseñado en esta tesis. Se encontró una buena correlación entre los valores de energía total (E_T) y la tasa de apertura de fisura (V_C) del ensayo de impacto.

Abstract

Fibre Reinforced Concrete (FRC) is a high-performance material able to endure actions at cracked state. It is particularly efficient against dynamic stresses such as impacts. FRC has been employed in diverse structures exposed under impact loads such as industrial floors, vial barriers, security enclosures, column of bridges, among others. Although several methods have been proposed to assess the impact resistance of FRC, there is no widespread implementation test. In addition to the FRC class, the characterization based on the impact behaviour should be important criteria to select the most suitable fibre type for each structure type and/or loading condition. The Impact behaviour characterization could also be used to estimate the response of different FRCs exposed under blasting or other types of extreme loading.

In this thesis, the FRC response subjected to impacts is evaluated, considering the successive impacts effect on the crack width growth. In the first instance, a simple and economical test method was designed, based in the drop weight of a projectile technique, which evaluates the performance of the material before cracking and at cracked state. The stress distribution in the specimens and test results were studied numerically. The minimum number of recommended tests was statistically determined and a correction method of results was proposed, based on a parametric study, in which the influence of the specimen geometry and mass of projectile on the obtained results was evaluated.

In the implementation stage, the results obtained with this method were compared with those resulting from applying the most popular and widespread method: the ACI-544 Committee method; and then, implementing the new test methodology, the response in impact both concretes with different types and contents of fibres, with diverse compressive strength of the base concrete and with various shape and type of the aggregate were compared. Finally, the relationship between results from the proposed impact test method and static tests classification parameters was analysed, especially focused on the correlation with the parameters employed in the classification process proposed in the *fib* Model Code 2010 based on the static bending test EN 14651.

The proposed test method (GIL) is simple, quick to implement and inexpensive; allows assessing the impact cracking resistance of concrete and the impact residual capacity in the cracked state. Few tests are required to obtain results with high confidence level. The GIL test parameters highest potential are the total energy (E_T) and crack growth rate (V_C).

After evaluating FRC with steel, polymeric and glass fibres, it was concluded that the incorporation of fibres increases the concrete capacity against impact loads, this improvement depends of the type and content of fibres, but the impact performance is affected by the compressive resistance, and the shape

and maximum size of the aggregates. Increases in concrete impact toughness were observed mainly after matrix cracking and especially in FRC with polymeric and steel fibres. For the concretes studied in this thesis, the content and the type of fibres (respectively) were the factors with the greatest influence in the impact performance of the FRC, based on the percentage increase in the E_T and V_C ; the other factors had less influence, in decreasing order, were: the shape, size of the aggregate and the compressive strength of the matrix.

The residual stress ratio at 0.5 and 2.5 mm crack opening of the static bending test EN14651 (f_{R3}/f_{R1}) is the parameter with the best correlation with those derived from the impact test designed in this thesis. An excellent correlation was found between the values of total energy (E_T) and the cracking growth rate (V_C) from the GIL impact test.

Índice

Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Abstrac	V
Índice	VII
Índice de Tablas	XII
Índice de Figuras	XIV
Nomenclatura	XX
Capítulo I: Introducción	1
1.1 Impacto en el Hormigón Reforzado con Fibras.....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Estructura de la tesis.....	4
Capítulo II: Estado del Arte	6
2.1. Introducción.....	6
2.2. Hormigón Reforzado con Fibras (HRF)	6
2.2.1. Historia.....	8
2.2.2. Tipos de fibras y mecanismo de acción.....	9
2.2.3. Ensayos de caracterización del HRF	15
2.2.3.1. Ensayo de flexión con carga centrada (EN 14651)	15
2.2.3.2. Ensayo de flexión con carga a los tercios (ASTM C1609).....	18
2.2.3.3. Ensayo de paneles redondos cargados en el centro (ASTM C1550).....	19
2.2.3.4. Ensayo de paneles cuadrados cargados en el centro (BS EN14488).....	20
2.2.3.5. Ensayo Barcelona (EN 83515).....	21
2.2.4. Clasificación del HRF según <i>fib</i> Model Code 2010.....	23
2.2.5. HRF en estructuras sometidas a impacto.....	25
2.3. Impacto en hormigón.....	26
2.3.1. Velocidad de deformación del material y su vinculación con las propiedades mecánicas.....	31
2.3.2. Tipos de ensayos de impacto	34
2.3.3. Métodos de ensayos.....	35
2.3.3.1. Péndulo de Charpy.....	36
2.3.3.2. Barra de presión de Split-Hopkinson (SHPB).....	37

2.3.3.3. Ensayo de caída manual de peso ACI-544.....	39
2.3.3.4. Caída gravitatoria de peso (DWIT).....	40
2.3.3.5. Otros ensayos.....	42
2.3.4. Resistencia al impacto del HRF.....	53
2.4. Consideraciones finales sobre el estado del arte.....	55
Capítulo III: Programa Experimental.....	56
3.1. Introducción.....	56
3.2. Campañas experimentales.....	56
3.3. Preparación de hormigones.....	58
3.3.1. Materiales componentes de las mezclas.....	58
3.3.2. Máquinas y herramientas.....	63
3.3.3. Dosificaciones.....	64
3.3.4. Control de hormigón fresco.....	65
3.4. Moldeo y curado de probetas.....	66
3.5. Ensayos de caracterización estática.....	67
3.5.1. Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad.....	67
3.5.2. Resistencia y capacidad residual en flexión.....	68
3.6. Análisis estadístico.....	69
3.6.1. Medida de localización (o de tendencia central).....	70
3.6.2. Medidas de dispersión.....	70
Capítulo IV: Ensayo de impacto.....	72
4.1. Introducción.....	72
4.2. Estudios Preliminares.....	72
4.3. Máquina de ensayo.....	82
4.3.1. Apoyos.....	84
4.3.2. proyectil.....	86
4.3.3. Rieles.....	87
4.4. Geometría de la probeta y configuración de ensayo.....	88
4.5. Microscopio digital.....	89
4.6. Patrón de impactos.....	90
4.7. Curva y parámetros de impacto.....	92
4.8. Ejemplo de un ensayo.....	93
4.9. Balance de energía.....	96
4.9.1. Pérdida de energía debido al contacto entre rieles y proyectil.....	97
4.9.2. Estudio de fricción en apoyo móvil.....	101
4.10. Limitaciones del método.....	103
Capítulo V: Validación del Método.....	105
5.1. Introducción.....	105
5.2. Número mínimo de ensayos (Serie 02).....	105
5.2.1. Mezclas y programa experimental.....	105
5.2.2. Resultados y análisis.....	107

5.2.3. Comentarios y conclusiones sobre la variabilidad de los resultados.....	111
5.3. Influencia de la geometría de la probeta y masa del proyectil (Serie 03).....	112
5.3.1. Mezclas y programa experimental.....	113
5.3.2. Resultados y análisis.....	114
5.3.2.1. Método de corrección.....	117
5.3.3. Comentarios y conclusiones sobre las variables que afectan los resultados del ensayo.....	119
5.4. Distribución de tensiones en los especímenes (Serie 04a).....	119
5.4.1. Descripción general del modelo computacional.....	120
5.4.2. Validación de modelos computacionales.....	121
5.4.3. Simulaciones del estudio paramétrico	123
5.4.4. Comentarios y conclusiones a partir del estudio de distribución de tensiones durante el impacto.....	125
5.5. Simulación del ensayo de impacto (Serie 4b).....	125
5.5.1. Modelo del ensayo.....	126
5.5.2. Modelos materiales	127
5.5.3. Calibración del modelo de HRF.....	127
5.5.4. Simulación de los ensayos de impacto.....	128
5.5.5. Comparación entre resultados numéricos y experimentales.....	129
5.5.6. Análisis de resultados.....	130
5.5.7. Comentarios y conclusiones de la simulación del ensayo de impacto.....	131
5.6. Comparación del método frente el ensayo ACI 544 (Serie 05).....	132
5.6.1. Mezclas y programa experimental.....	132
5.6.2. Resultados y análisis	135
5.6.3. Comentarios y conclusiones acerca de la comparación con el método del ACI.....	143
Capítulo VI: Resistencia al impacto del HRF.....	145
6.1. Introducción	145
6.2. Influencia del tipo y la dosis de fibra (Serie 06).....	145
6.2.1. Mezclas y programa experimental.....	143
6.2.2. Resultados y análisis.....	147
6.2.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos.....	151
6.2.4. Comentarios y conclusiones.....	152
6.3. Influencia de la resistencia de la matriz (Serie 07).....	153
6.3.1. Mezclas y programa experimental.....	153
6.3.2. Resultados y análisis.....	155
6.3.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos.....	158
6.3.4. Comentarios y conclusiones.....	159
6.4. Influencia del agregado (Serie 08).....	160
6.4.1. Mezclas y programa experimental.....	160

6.4.2. Resultados y análisis.....	165
6.4.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos.....	168
6.4.4. Comentarios y conclusiones.....	171
Capítulo VII: Discusión.....	173
7.1. Introducción.....	173
7.2. Síntesis de los resultados.....	173
Capítulo VIII: Conclusiones	180
8.1. Introducción.....	180
8.2. Conclusiones.....	180
8.2.1. Relativas al ensayo de impacto (GIL).....	180
8.2.2. Con respecto a la validación del método.....	180
8.2.3. Con respecto a la resistencia al impacto del HRF.....	182
8.2.4. Con respecto a la vinculación entre los resultados de impacto y los parámetros de caracterización estática.....	182
8.3. Necesidades de estudio futuro.....	183
Capítulo IX: Referencias.....	184
Anexo I: Fabricación de cronógrafo balístico para las mediciones de velocidad de proyectil de torre de caída para ensayo de impacto.....	A1-1
A1.1. Introducción.....	A1-1
A1.2. Construcción del cronógrafo.....	A1-1
A1.3. Calibración del cronógrafo.....	A1-5
A1.3.1. Tiempo de paso (t_{1-2}) experimental.....	A1-5
A1.3.2. Tiempo de paso (t_{1-2}) teórico.....	A1-7
Anexo II: Medición de fisuras en el Hormigón Reforzado con Fibras mediante la Correlación Digital de Imágenes.....	A2-1
A2.1. Introducción.....	A2-1
A2.2. Correlación digital de imágenes y software diseñado.....	A2-1
A2.3. Implementación del programa.....	A2-4
A2.3.1. Implementación en el ensayo de impacto.....	A2-5
A2.3.2. Implementación en el ensayo de flexión estática.....	A2-7
A2.4. Conclusiones.....	A2-8
Anexo III: Ensayo de impactos GIL sobre otros hormigones especiales.....	A3-1
A3.1. Introducción.....	A3-1
A3.2. Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras.....	A3-1
A3.2.1. Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras poliméricas	A3-2
A3.2.2. Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero	A3-4

A3.3. Hormigón drenante.....	A3-7
A3.4. Comentarios finales.....	A3-9

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Tipos de fibras utilizadas con materiales a base de cemento portland	10
Tabla 2.2 Resumen de ensayos empleados en la valoración de la tenacidad del HRF	16
Tabla 2.3 Velocidad de deformación en estructuras de hormigón en distintos eventos dinámicos.....	31
Tabla 2.4 Variantes del DWIT	41
Tabla 2.5 Equivalentes TNT de sustancias explosivas.....	46
Tabla 2.6 Clasificación de proyectiles balísticos.....	51
Tabla 2.7 Clasificación de proyectiles balísticos.....	52
Tabla 3.1 Series experimentales, objetivo y capítulo en la tesis.....	57
Tabla 3.2 Clasificación para cementos de uso general.....	59
Tabla 3.3 Clasificación de cementos para usos especiales.....	59
Tabla 3.4 Clasificación de cementos por resistencia según IRAM 50000. Resistencia determinada según IRAM 1622.....	60
Tabla 3.5 Características de los agregados.....	62
Tabla 3.6 Características de las fibras.....	63
Tabla 3.7 Proporciones de materiales de los hormigones.....	64-65
Tabla 3.8 Denominación de variables en una muestra y población.....	71
Tabla 4.1 Configuración del ensayo de impacto a “alturas fijas” y a “alturas crecientes”.....	81
Tabla 4.2 Cálculos del ensayo de impacto.....	95
Tabla 4.3 Velocidades teóricas (v_t) y medidas (v_m) en el proyectil para diferentes alturas de caída.....	99
Tabla 4.4 Energía cinética teórica (E_{ct}) y experimental (E_{cm}) del proyectil para diferentes alturas de caída.....	101
Tabla 4.5 Fuerza de tracción horizontal (F_T) medida en condiciones de apoyo lubricado y no lubricado.....	103
Tabla 5.1 Resultados de las pruebas de impacto correspondientes al HRF M1.....	107
Tabla 5.2 Número mínimo de ensayos en función de del Error, para los niveles de confianza del 95% y del 90%; con CV resultantes de las pruebas de impacto resumidos en la Tabla 5.1.....	109
Tabla 5.3 Resumen de los resultados de las pruebas de impacto obtenidas en un HRF de bajo desempeño (M2) y un hormigón simple (M3).....	110
Tabla 5.4 Resumen de los ensayos requeridos en función del error para los niveles de confianza del 95% y del 90%; calculado a partir de los CV de los ensayos de impacto que se muestran en la Tabla 5.3.....	110
Tabla 5.5 Variables de cada grupo en el estudio paramétrico de la Serie 03.....	114
Tabla 5.6 Variables a considerar en las pruebas de impacto en cada Serie.....	118

Tabla 5.7 Cargas máximas e impulsos experimentales y numéricos para diferentes alturas de caída.....	122
Tabla 5.8 Resultados de la simulación del estudio paramétrico para una altura de caída de 300 mm.....	124
Tabla 5.9 Puntos de función de endurecimiento plástico $\eta(\lambda)$	128
Tabla 5.10 Valores medios de las pruebas de caracterización estática de los HRF S y P, (CV% entre paréntesis).....	133
Tabla 5.11 Resultados de HRF S de la prueba GIL.....	137
Tabla 5.12 Resultados de HRF P de la prueba GIL.....	137
Tabla 5.13 Resultados de HRF S de la prueba ACI-544.....	139
Tabla 5.14 Resultados de HRF P de la prueba ACI-544.....	140
Tabla 5.15 Comparación de los métodos de ensayos ACI-544 y GIL.....	142
Tabla 5.16 Variabilidad de los parámetros de las pruebas de impacto GIL y ACI-544.....	142
Tabla 6.1 Propiedades mecánicas de los hormigones de la Serie 06 en pruebas estáticas. Coeficientes de variación entre paréntesis.....	147
Tabla 6.2 Resultados de las pruebas de impacto. Serie 06.....	149
Tabla 6.3 Caracterización estática de los hormigones de la Serie 07.....	154
Tabla 6.4 Tabla 6.4 Resultados de impacto de H1, H2 y H3.....	156
Tabla 6.5 Características diferenciales de los hormigones de la Serie 08.....	160
Tabla 6.6 Resumen de los parámetros de caracterización estática de los hormigones de la Serie 08.....	165
Tabla 6.7 Resultados del ensayo de impacto en hormigones de la Serie 08..	167
Tabla 7.1 Síntesis de los resultados de caracterización estática y ensayos de impacto (GIL).....	174

Índice de Figuras

Figura 2.1 Materiales y estados del hormigón	7
Figura 2.2 Sección transversal de (a) un hormigón simple y de (b) un hormigón reforzado con fibras de acero rectas.....	7
Figura 2.3 Figura 2.3 (a) Ladrillos de barro con fibras vegetales. (b) Construcción de vivienda con bahareque. (c) Pájaro hornero argentino construyendo nido con barro y fibras vegetales.....	8
Figura 2.4 (a) Macrofibra (b) Microfibra.....	10
Figura 2.5 Fibras de acero: (a) macrofibras con gancho en sus extremos, (b) macrofibras aglutinadas con gancho doble en sus extremos, (c) microfibras de acero de alto carbono para mezclas de alta y ultra alta resistencia.....	11
Figura 2.6 (a) macrofibras y (b) microfibras de vidrio	12
Figura 2.7 Macrofibras poliméricas (a) onduladas (b) rizadas y (c) planas.....	13
Figura 2.8 Microfibras poliméricas.....	13
Figura 2.9 (a) Formas, (b) secciones transversales y (c) factor de esbeltez de las fibras.....	14
Figura 2.10 Configuración y (b) curva Carga-Abertura de Fisura del ensayo de flexión con carga centrada EN14651.....	18
Figura 2.11 Configuración y (b) curva Carga-Deflexión del ensayo de flexión con carga a los tercios ASTM 1609.....	19
Figura 2.12 (a) Configuración y (b) curva Carga-Deflexión del ensayo de paneles redondos cargados en el centro ASTM C1550.....	20
Figura 2.13 (a) Configuración, (b) curva Carga-Deflexión y (c) curva Energía-Deflexión del ensayo de paneles cuadrados cargados en el centro BS EN14488	21
Figura 2.14 (a) Configuración, (b) curvas Carga-Deformación circunferencial y Energía- Deformación circunferencial y (c) modo de falla del ensayo Barcelona.....	22
Figura 2.15 Posibles respuestas del HRF.....	23
Figura 2.16 Clasificación de un HRF según el fib Model Code 2010.....	24
Figura 2.17 Sostenimiento primario de túneles con hormigón convencional (HC) y con hormigón reforzado con fibras (HRF).....	25
Figura 2.18 Depósito para almacenamiento de grandes bobinas de acero (15 ton), construido con HRF sobre sobre una subbase de baja capacidad portante.....	26
Figura 2.19 Diagrama de una colisión entre dos cuerpos de masa (m_1 , m_2) y rigidez (R_1 , R_2).....	27
Figura 2.20 Efectos (a) locales y (b) global del impacto de un proyectil sobre el objetivo.....	29
Figura 2.21 Impacto (a) rígido y (b) blando.....	30

Figura 2.22	Curvas deformación versus tiempo y rango de velocidades de deformación en función del tipo de carga dinámica.....	32
Figura 2.23	(a) CDIF y (b) DIF en flexión, tracción y compresión de hormigones simples.(c) DIF en HRF.....	33
Figura 2.24	Ensayos de impacto en HRF.....	35
Figura 2.25	Rangos de velocidades por ensayos.....	36
Figura 2.26	(a) Péndulo de Charpy. (b) Colocación de probeta y (c) esquema de funcionamiento (d) Péndulo para HRF.....	36
Figura 2.27	(a) Máquina de Split-Hopkinson (b) Esquema de funcionamiento de la barra de Split-Hopkinson	38
Figura 2.28	Posibles configuraciones en la barra de Split-Hopkinson: (a) Flexión, (b) tracción directa, (c) compresión y (d) tracción por compresión diametral	38
Figura 2.29	(a) Esquema y (b) dispositivo de ensayo de caída manual de peso.....	39
Figura 2.30	(a) Esquema de ensayo DWIT (b) Máquina de ensayo DWIT.....	40
Figura 2.31	(a) Máquina giratoria de impacto (b) Esquema de funcionamiento de la máquina giratoria de impacto.....	43
Figura 2.32	(a) Máquina de impacto por energía de deformación elástica y (b) modelo de un ensayo a tracción.....	44
Figura 2.33	(a) Aparato SHPB accionado por martillo pendular. (b) Detalle de percutor y (c) velocidad de deformación en función del tiempo.....	45
Figura 2.34	Curva típica de la evolución en el tiempo de las presiones reflejada e incidente.....	47
Figura 2.35	Curva típica de la evolución en el tiempo de las ondas de presión e impulso.....	48
Figura 2.36	Explosiones no confinadas: (a) explosión al aire libre, (b) explosión en el aire y (c) explosión en la superficie.....	49
Figura 2.37	Configuraciones de placas ensayadas ante cargas explosivas. (a) Apoyada en dos aristas (b) y (c) Apoyadas en las esquinas (d): apoyada en todo el perímetro.....	50
Figura 2.38	(a) Ojiva balística, longitud 122 mm y diámetro 25,3 mm y (b) Fases sucesivas de ensayo de impacto balístico con ojiva	52
Figura 3.1	Aspecto del: agregado grueso: (a) canto rodado Tamaño Máximo (TM) 19 mm, (b) canto rodado TM 12 mm, (c) piedra partida granítica TM 19 mm, (d) piedra partida granítica TM 12 mm; y del agregado fino: (e) arena de trituración. (f) arena fina natural.....	60
Figura 3.2	Curvas granulométricas del: agregado grueso: (a) canto rodado TM 19 mm, (b) canto rodado TM 12 mm, (c) piedra partida granítica TM 19 mm, (d) piedra partida granítica TM 12 mm; y del agregado fino: (e) arena de trituración. (f) arena fina natural.....	61
Figura 3.3	Fibras usadas: de (S) acero, (G) vidrio y (Pi, Pii) poliméricas.....	62
Figura 3.4	(a) Balanza, (b) mezcladora y (c) mesa vibradora empleadas en la preparación de las mezclas y probetas.....	63
Figura 3.5	Ensayos al hormigón fresco: (a) asentamiento del tronco de cono de Abrams, (b) de remoldeo de Powers, (c) penetración de la	

semiesfera de Kelly, (d) mesa de extendido de Graf y (e) determinación del aire ocluido con el equipo de Washington.....	66
Figura 3.6 Curado de probetas (a) en cámara húmeda y (b) sumergidas en Agua.....	67
Figura 3.7 (a) Encabezado de cilindro con mezcla termoplástica de azufre. (b) Ensayo a compresión de cilindro con encabezado de azufre. (c) Falla en ensayo a compresión de cilindro con placas elastoméricas.....	68
Figura 3.8 Configuración para determinación del módulo de elasticidad.....	68
Figura 3.9 (a) Entallado de prismas para ensayo de flexión estática EN 14651. (b) Prensa con control por lazo cerrado INSTROM, capacidad 1000 kN. (c) Configuración de ensayo de flexión EN 14651.....	69
Figura 3.10 Estadísticos.....	70
Figura 4.1 Apoyos originales de la máquina de <i>drop weight impact test</i> (a) vista lateral y detalle de puntera (b) vista en perspectiva.....	75
Figura 4.2 Comparación de los zunchos diseñados.....	75
Figura 4.3 (a) Instrumentación para medición de COD y δ (b) relación COD versus δ en ensayos de impacto.....	77
Figura 4.4 Métodos de medición de abertura de fisura: (a) Plantilla comparadora de fisuras (b) Extensómetro analógico adosado al espécimen (c) Microscopio digital (DinoLite®).....	79
Figura 4.5 Impactores del proyectil de 5 kg (a) hemisférico (b) lineal de 39,5 mm de longitud (c) modificación al impactor lineal, 150 mm de longitud.....	79
Figura 4.6 (a). Energía ponderada (E/A) vs altura de caída (ensayo de altura fija) (b). COD vs energía acumulada (ensayo de altura fija y ensayo de altura variable).....	82
Figura 4.7 Torre de caída para ensayo de impacto.....	83
Figura 4.8 (a) Vista lateral y (b) vista frontal del sistema de soporte de la torre de caída para ensayo de impacto.....	84
Figura 4.9 Vistas del apoyo: (a) perspectiva (b) lateral (c) frontal.....	84
Figura 4.10 (a) Detalle del rodillo de contacto con el espécimen y (b) almohadilla de inserción del rodillo.....	85
Figura 4.11 Zunchos de fijación del espécimen: (a) despiece (b) armado y (c) probeta sujeta por el zuncho.....	86
Figura 4.12 Proyectiles disponibles en la torre de caída del LEMIT.....	86
Figura 4.13 (a) Vista frontal del proyectil de 5 kg y vistas (b) transversal y (c) perspectiva del impactor.....	87
Figura 4.14 (a) Esquema de la sección transversal y (b) foto del contacto entre riel y proyectil.....	88
Figura 4.15 Probeta del ensayo de impacto: (a) Vista frontal y (b) corte transversal. (c) montaje de ensayo de impacto.....	89
Figura 4.16 (a) Microscopio digital para la medición de fisuras, (b) marcas sobre el eje de medición próximas a la zona de la entalla y (c) medición del ancho del ancho de fisura mediante el Dino Capture 2.0.....	90
Figura 4.17 Diagrama de flujo de ensayo de impacto.....	91
Figura 4.18 Patrón de cargas del ensayo de impactos crecientes.....	92

Figura 4.19 Curva de Impacto.....	93
Figura 4.20 Secuencia de mediciones con microscopio digital.....	94
Figura 4.21 Curva de impacto del ejemplo.....	95
Figura 4.22 Balance de energía en ensayo de impacto.....	96
Figura 4.23 (a) Esquema, (b) configuración del cronógrafo y (c) frecuencímetro. para mediciones experimentales de la velocidad del proyectil.....	98
Figura 4.24 Velocidad versus altura de caída del proyectil de $m=5$ kg.....	100
Figura 4.25 Diagrama de cuerpo libre del apoyo móvil.....	101
Figura 4.26 Estudio de fricción sobre el soporte a) Configuración de la prueba (b) Curvas de fuerza-tiempo en condiciones lubricadas (líneas continuas) y no lubricadas (líneas discontinuas).....	102
Figura 5.1 Curvas medias de los ensayos de flexión estática (EN14651) realizados sobre los hormigones M1, M2 y M3.....	106
Figura 5.2 Curvas de impacto de HRF de acero (M1).....	108
Figura 5.3 Curva media de los ensayos de flexión estática EN14651 en el hormigón de la Serie 03.....	113
Figura 5.4 Configuración de ensayos del caso “luz libre entre apoyos”: (a) L500, (b) L350 y (c) L240.....	114
Figura 5.5 Curva de impacto del caso C.....	115
Figura 5.6 Curvas de impacto medias (a) iniciales y (b) corregidas.....	115
Figura 5.7 Estudio paramétrico de la prueba de impacto.....	116
Figura 5.8 Factores de corrección de los casos de estudio: (a) Luz libre entre apoyos, (b) Ancho, (c) Altura y (d) Masa	118
Figura 5.9 Modelo computacional (a) una perspectiva. b) Vista frontal del espécimen.....	120
Figura 5.10 (a) Celda de carga PCB-203B. (b) Montaje de celda de carga con placas de distribución.....	121
Figura 5.11 Comparación de historiales de carga experimentales y numéricos para diferentes alturas de caída.....	122
Figura 5.12 Distribución de tensiones principales y daño plástico.....	123
Figura 5.13 (a) Modelo numérico viga-máquina de ensayo. (b) Malla de viga, apoyos, tensores, celda de carga y proyectil.....	126
Figura 5.14 Ensayo a flexión de tres puntos de viga con entalla, respuesta estática. a) Modelo. b) Curva Carga-CMOD.....	128
Figura 5.15 Patrón de impactos en Serie 04b.....	129
Figura 5.16 Evolución de carga de impacto para distintas alturas de caída...	129
Figura 5.17 Carga de impacto, comparación numérica y experimental. (a) Altura de caída 100 mm Fase 1, (b) Altura caída 500 mm Fase 1, (c) Altura de caída 300 mm Fase 2, (d) Altura caída 500 mm Fase 2	129
Figura 5.18 Distribución de deformaciones principales máximas (ϵ_1) en la viga.....	130
Figura 5.19 Distribución de daño (δ) en la viga.....	130
Figura 5.20 Curvas de impacto experimental y numérica.....	131

Figura 5.21 Curvas medias Tensión –CMOD obtenidas de los ensayos de flexión según norma EN 14651 sobre hormigones de la Serie 05.....	133
Figura 5.22 Ensayo de impacto ACI-544 (a) Muestra y dispositivos (b) Colocación de muestra (c) Ejecución del ensayo.....	134
Figura 5.23 Curvas de impacto de prueba GIL para los HRF (a) S y (b) P.....	135
Figura 5.24 Curvas de impacto medias de la prueba GIL.....	136
Figura 5.25 Modo de falla de las muestras probadas según (a) los métodos ACI-544 y (b) GIL.....	141
Figura 5.26 Resumen de los resultados de los métodos (a) GIL y (b) ACI-544.....	142
Figura 6.1 Curvas medias de los ensayos de flexión estática EN14651 en los hormigones R, S25, S50, P5, P10, G6 y G12.....	146
Figura 6.2 Curvas de impacto individuales de los hormigones: R, G12, S25 y P10.....	148
Figura 6.3 (a) Curvas medias de impacto para cada hormigón y (b) curvas de impacto representativas (los símbolos representan cada caída) correspondientes a los hormigones de la Serie 06.....	148
Figura 6.4 Energía de fisuración (E_C), postfisuración (E_P) y tasa de abertura de fisura (V_C) de los hormigones de la Serie 06.....	150
Figura 6.5 Correlación entre la energía de impacto y la resistencia residual estática de los hormigones de la Serie 06.....	151
Figura 6.6 Relación entre la tasa de crecimiento de la COD (V_C) y las tensiones residuales (f_{R1} y f_{R3}) de los hormigones de la Serie 06.....	152
Figura 6.7 Curvas medias tensión-CMOD, en flexión estática. Serie 07.....	154
Figura 6.8 Curvas de impacto individuales y promedio de los HRF H1, H2 y H3.....	155
Figura 6.9 Curvas medias de impacto de H1, H2 y H3.....	156
Figura 6.10 Parámetros de impacto de H1, H2 y H3.....	157
Figura 6.11 Tensión residual (a) f_{R1} y (b) f_{R3} , frente a la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos). Serie 07.....	158
Figura 6.12 Tensiones residuales f_{R1} (símbolos vacíos) y f_{R3} (símbolos rellenos) frente a la tasa de fisuración (V_C). Serie 07.....	159
Figura 6.13 Curva media de los ensayos de flexión estática EN14651 en el hormigón de la Serie 08.....	161
Figura 6.14 Resultados del ensayo Barcelona UNE 83515 en HRF de la Serie 08: (a) Tensión y (b) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF P; (c) tensión y (d) energía versus la deformación radial (ϵ_r) en el HRF P. (e) Tensión y (f) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF R; (g) tensión y (h) energía versus la deformación radial (ϵ_r) en el HRF R.....	162
Figura 6.15 Resultados del ensayo Barcelona UNE 83515 en HRF de la Serie 08: (a) Tensión y (b) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF PP; (c) tensión y (d) energía versus la deformación radial (ϵ_r)	

en el HRF PP. (e) Tensión y (f) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF CR; (g) tensión y (h) energía versus la deformación radial (ϵ_r) en el HRF CR	163
Figura 6.16 Curvas medias de impacto de los hormigones de la Serie 08.....	166
Figura 6.17 Modo de falla de (a) hormigones con canto rodado y (b) piedra partida.....	167
Figura 6.18 Parámetros de impacto de los hormigones de la Serie 08.....	168
Figura 6.19 Variación de la tensión residual (a) f_{R1} y (b) f_{R3} frente a la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos). Serie 08.....	169
Figura 6.20 Variación de la tasa de fisuración (V_C) con las tensiones residuales f_{R1} (símbolos vacíos) y f_{R3} (símbolos rellenos). Serie 08.....	170
Figura 6.21 Variación de la tensión residual (a) $f_{ct0,5}$ y (b) $f_{ct1,5}$ con la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos). Serie 08.....	170
Figura 6.22 Variación de las tensiones residuales (a) $f_{ct0,5}$ (símbolos vacíos) y (b) $f_{ct1,5}$ (símbolos rellenos) con la tasa de fisuración (V_C). Serie 08.....	170
Figura 7.1 Energía de fisuración (E_C) en función de: (a) la resistencia a la compresión (f_c) y (b) la tensión de fisuración (f_l) en hormigones de las Series 02 a 08.....	175
Figura 7.2 Energía total (E_T) en función de la dosis de fibra de acero.....	176
Figura 7.3 Tensión residual (a) f_{R1} , (b) f_{R3} y (c) relación f_{R3}/f_{R1} de la prueba de flexión estática EN14651, frente a la energía de fisuración (E_C) y la energía total (E_T) del ensayo de impacto, en hormigones de las Series 02 a 08.....	177
Figura 7.4 (a) Tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} y (b) relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} , de la prueba de flexión estática EN14651, frente a la tasa de fisuración (V_C) del ensayo de impacto en hormigones de las Series 02 a 08.....	178
Figura 7.5 Variación de la energía total (E_T) con la tasa de apertura de fisura (V_C) del ensayo de impacto en hormigones de las Series 02 a 08.....	178
Figura 7.6 Incremento porcentual de la energía total (E_T) y tasa de apertura de fisura (V_C), en las Series (a) 06, (b) 07 y (c) 08.....	179

Nomenclatura

Capítulo II

λ	Esbeltez de la fibra
$\dot{\varepsilon}_1$	Velocidad de deformación del objeto impactado en Figura 2.19
$\dot{\varepsilon}_s$	velocidad de deformación estática
$\dot{\varepsilon}$	Velocidad de deformación
f_s	Resistencia a compresión estática
a	Diámetro de los indentadores, en mm, en el ensayo EN 83515
b	Ancho del espécimen en el ensayo EN 14651
b	Ancho del espécimen en el ensayo ASTM C1609
CDIF	Factor de incremento dinámico en compresión
CMOD	Abertura en el ápice de la entalla
d	Diámetro de la fibra
d	Altura de la viga en el ensayo ASTM C1609
d	Diámetro medido promedio, en mm, en el ensayo ASTM C1550
D	Diámetro de percutor en ensayo de impacto a altas tasas de deformación constante
d_0	Diámetro nominal de 800 mm, en el ensayo ASTM C1550
DIF	Factor de incremento dinámico
DOP	Profundidad de penetración del proyectil
E_{25}	Capacidad de absorción de energía en el ensayo BS EN14488
F	Carga en el ensayo EN 14651
f	Tensión en el ensayo ASTM C1609
f_{150}	Tensión residual deflexión L/150 en el ensayo ASTM C1609
f_2	Tensión a una deformación circunferencial de 2 mm en el ensayo EN 83515
$f_{2,5}$	Tensión a una deformación circunferencial de 2,5 mm en el ensayo EN 83515
f_4	Tensión a una deformación circunferencial de 4 mm en el ensayo EN 83515
f_6	Tensión a una deformación circunferencial de 6 mm en el ensayo EN 83515
f_{600}	Tensión residual deflexión L/600 en el ensayo ASTM C1609
FDIF	Factor de incremento dinámico en flexión
f_f	Tensión de fisuración en el ensayo EN 83515
f_i	Tensión residual en el ensayo EN 83515
F_j	Carga a una CMOD=j mm en el ensayo EN 14651
f_L	Tensión en el límite de proporcionalidad en el ensayo EN 14651

f_{max} ,	Tensión máxima en el ensayo ASTM C1609
f_{R1}	Tensión residual a una CMOD=0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R1k}	Tensión residual característica a una CMOD=0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R2}	Tensión residual a una CMOD=1,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una CMOD=2,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3k}	Tensión residual característica a una CMOD=2,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R4}	Tensión residual a una CMOD=3,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{Rj}	Tensión residual a una CMOD=j mm en el ensayo EN 14651
H	Altura de la probeta, también en mm, en el ensayo EN 83515
h	Altura de caída del proyectil en ensayo DWIT
Hc	Altura de detonación
h_{sp}	Altura útil de la viga en el ensayo EN 14651
ir	Impulso reflejado positivo
ir ⁻	Impulso reflejado negativo
is	Impulso incidente positivo
is ⁻	Impulso incidente negativo
l	Longitud de la fibra
l	Luz libre entre apoyos en el ensayo EN 14651
L	Luz libre entre apoyos en el ensayo ASTM C1609
L	Longitud de percutor en ensayo de impacto a altas tasas de deformación constante
L ₁	Longitud inicial del objeto impactado en Figura 2.19
LVDT	Transductor de desplazamiento lineal
m ₁	Masa del objeto impactado (objetivo) en Figura 2.19
m ₂	Masa del objeto impactor (proyectil) en Figura 2.19
P	Carga en los ensayos ASTM C1609 y C1550
P_1	Carga de fisuración en el ensayo ASTM C1609
P_{150}	Carga a la deflexión L/150 (3 mm) en el ensayo ASTM C1609
P_2	Carga a una deformación circunferencial de 2 mm en el ensayo EN 83515
$P_{2,5}$	Carga a una deformación circunferencial de 2,5 mm en el ensayo EN 83515
P_4	Carga a una deformación circunferencial de 4 mm en el ensayo EN 83515
P_6	Carga a una deformación circunferencial de 6 mm en el ensayo EN 83515
P_{600}	Carga a la deflexión L/600 (0,75 mm) en el ensayo ASTM C1609
P_f	Carga de fisuración en el ensayo EN 83515
P_i	Carga, en N, correspondiente a una deformación circunferencial en el ensayo EN 83515
P_{max}	Carga máxima en el ensayo BS EN14488

P_P	Carga máxima en el ensayo ASTM C1609
P_r	Presión reflejada
P_{ro}	Pico de sobrepresión reflejada
P_{ro^-}	Presión negativa reflejada
P_s	Presión incidente
P_{so}	Pico de sobrepresión incidente
P_{so^-}	Presión negativa incidente
R	Radio de curvatura de percutor en ensayo de impacto a altas tasas de deformación constante
R_1	Rigidez del objeto impactado (objetivo) en Figura 2.19
R_2	Rigidez del objeto impactor (proyectil) en Figura 2.19
R_G	Distancia horizontal de la detonación
t	Espesor medido promedio, en mm, en el ensayo ASTM C1550
t_0	Espesor nominal de 75 mm en el ensayo ASTM C1550
t_A	Tiempo de llegada
TDIF	Factor de incremento dinámico en tracción directa
TM	Tamaño máximo del agregado grueso
t_o	Duración positiva
t_o^-	Duración negativa
u_1	Deformación del objetivo en Figura 2.19
u_2	Desplazamiento total del proyectil en Figura 2.19
u_2'	Deformación de proyectil en Figura 2.19
W	Absorción de energía corregida en el ensayo ASTM C1550
W'	Absorción de energía medida en el ensayo ASTM C1550
δ	Deflexión neta en el tramo central de la viga y en el centro del panel, en los ensayos ASTM C1609 y C1550
ε_1	Deformación unitaria del objeto impactado en Figura 2.19

Capítulo III

\bar{x}	Media de la muestra
AN	Arena fina silíceo natural
AR	Aditivo superplastificante de alto rango
AT	Arena de trituración
CR	Canto rodado
CV	Coefficiente de variación
E	Módulo de elasticidad
E_s	Escoria
F_c	Filler calcáreo
FC	Filler calcáreo
f'_c	resistencia a la compresión
f_L	Tensión en el límite de proporcionalidad en el ensayo EN 14651
f_{max}	Tensión máxima en el ensayo de flexión EN14651

f_{R1}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 2,5 mm en el ensayo EN 14651
l	Longitud de la fibra
N	Número total de datos (tamaño) de la población
n	Número total de datos (tamaño) de la muestra
PP	Piedra partida granítica
PUV	Peso por unidad de volumen
PUV_C	Densidad a granel y de los espacios vacíos
Pz	Puzolana
RM	Aditivo superplastificante
s	Desviación estándar de la muestra
s^2	Varianza de la muestra
TM	Tamaño máximo
x_i	Valor individual de un conjunto de datos n
ϕ	Diámetro de la fibra
μ	Media de la población
σ	Desviación estándar de la población
σ^2	Varianza de la población

Capítulo IV

μ_s	Coefficiente de roce estático
CMOD	Abertura de la boca de fisura
C_N	Número de ciclos en el tiempo de cruce del proyectil
COD	Abertura de fisura
COD _c	Abertura inicial de la fisura, ensayo GIL
CV	Coefficiente de variación
DWIT	<i>drop weight impact test</i>
E	Energía acumulada para la falla
e	Profundidad de entalladura de la probeta, ensayo GIL
E^*	Energía acumulada, ensayo GIL
$E_{0,5}$	Energía acumulada en abertura COD 0,5 mm, ensayo GIL
$E_{2,5}$	Energía acumulada en abertura COD 2,5 mm, ensayo GIL
E_A	Energía en el punto A
E_B	Energía en el punto B
E_C	Energía acumulada al momento de la fisuración, ensayo GIL
E_c	Energía cinética
E_{Cm}	Energía cinética medida, del proyectil, en el impacto
E_{Ct}	Energía cinética teórica, del proyectil, en el impacto
E_i	Energía de un impacto, ensayo GIL
E_P	Energía acumulada posterior a la fisuración hasta falla, ensayo GIL

E_p	Energía potencial gravitatoria
E_T	Energía total acumulada al momento de la falla, ensayo GIL
f_L	Tensión de primera fisura ensayo EN 14651
F_N	Fuerza normal al plano del deslizamiento
F_r	Fuerza de roce
f_{R1}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 2,5 mm en el ensayo EN 14651
F_T	Fuerza de tracción externa
g	Aceleración de la gravedad
GIL	Ensayo de impactos crecientes
h	Altura de caída del proyectil
h_0	Altura de caída inicial del proyectil, ensayo GIL
h_H	Altura de caída inicial
h_{sp}	altura útil del espécimen
L	Luz libre entre apoyos
m_H	Masa del proyectil
m_s	Masa del apoyo
N	Número de impactos en cada altura de caída, ensayo GIL
n	Número del impacto, ensayo GIL
P	Peso del apoyo
s	Distancia entre interruptores ópticos
t	tiempo de vuelo del proyectil entre los puntos inicial y final
t_{1-2}	Tiempo de paso del proyectil entre interruptores ópticos
U_d	Energía disipada en el desplazamiento del proyectil
U_f	Energía almacenada en el sistema
U_i	Energía potencial gravitatoria inicial
U_k	Energía absorbida por la probeta
v	Velocidad del proyectil en el impacto
V_0	Velocidad vertical al iniciar la caída del proyectil
V_A	Velocidad en el punto A
V_B	Velocidad en el punto B
V_C	Tasa de apertura de fisura, ensayo GIL
v_m	velocidad de paso del proyectil entre interruptores ópticos medida experimentalmente
v_t	velocidad de paso del proyectil entre interruptores ópticos determinada teóricamente
Y_0	Coordenada vertical al iniciar la caída del proyectil
Y_f	Coordenada vertical al final del movimiento del proyectil
Δh	Incrementos en la altura de caída del proyectil, ensayo GIL
Δh_H	Incrementos en la altura de caída
δ	Deflexión

Capítulo V

\bar{x}	Media de la muestra
$\bar{\mu}$	Media de la población
r_f	Factor de incremento dinámico
b	Ancho de probeta
b_1	Factores de escalamiento del daño en compresión
b_2	Factores de escalamiento del daño en tracción
b_r	Ancho real de probeta
CODc	Abertura inicial de la fisura, ensayo GIL
CV	Coefficiente de variación
e	Profundidad de entalladura
E	Módulo de elasticidad
E_1	Energía proporcionada antes de la fisuración, ensayo ACI-544
E_{1+2}	Energía total proporcionada, ensayo ACI-544
E_2	Energía proporcionada después de la fisuración, ensayo ACI-544
E_C	Energía acumulada al momento de la fisuración, ensayo GIL
E_i	Energía del impacto i , ensayo GIL
E_P	Energía acumulada posterior a la fisuración hasta falla, ensayo GIL
e_{rr}	Error estadístico
E_T	Energía total acumulada al momento de la falla, ensayo GIL
f'_c	resistencia a la compresión
f_c	Resistencia a la compresión
f_L	Tensión de primera fisura ensayo EN 14651
f_{R1}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 2,5 mm en el ensayo EN 14651
f_t	Resistencia a tracción
h_b	Altura de probeta
h_i	Altura de caída del proyectil en el impacto i , ensayo GIL
h_{sp}	Altura útil de la probeta
h_{spr}	Altura útil real de la probeta
k_b	Factor de ajuste de ancho de probeta
k_{hsp}	Factor de ajuste de altura útil de la probeta
k_L	Factor de ajuste de luz libre entre apoyos
k_m	Factor de ajuste de masa del proyectil
L	Luz libre entre apoyos
L_r	Luz libre real entre apoyos
LW	Ancho de localización
m_H	Masa del proyectil
m_r	Masa real del proyectil

MR	Módulo resistente
N ₁	Número de impactos proporcionados antes de la fisuración, ensayo ACI-544
N ₁₊₂	Número total de impactos, ensayo ACI-544
N ₂	Número de impactos proporcionados después de la fisuración, ensayo ACI-544
N _C	Número de impactos proporcionados antes de la fisuración, ensayo GIL
N _i	Número de impactos proporcionados hasta cierto instante i
N _P	Número de impactos proporcionados después de la fisuración, ensayo GIL
n _t	Tamaño de la muestra
N _T	Número total de impactos, ensayo GIL
s _t	Desviación estándar de la muestra
V _C	Tasa de apertura de fisura, ensayo GIL
Γ	Factor de corrección de energía, ensayo GIL
Γ _b	Factor de corrección de energía en base al ancho de probeta
Γ _{hsp}	Factor de corrección de energía en base a la altura útil de la probeta
Γ _L	Factor de corrección de energía en base a la luz libre entre apoyos
Γ _m	Factor de corrección de energía en base a la masa del proyectil
δ	Daño en la viga
ε ₁	Deformación principal máxima
η	Endurecimiento plástico
λ	Endurecimiento plástico
μ	Coefficiente de Poisson
ρ	densidad
τ	t de student
ω	Grado de asociatividad que permite calibrar la dilatación
s	efecto total de la velocidad de deformación en la deformación plástica

Capítulos VI al VIII

f _c	resistencia a la compresión
COD	Abertura de fisura
COD _c	Abertura inicial de la fisura, ensayo GIL
CV	Coefficiente de variación
E	Energía
E _C	Energía acumulada al momento de la fisuración, ensayo GIL
ELS	Estado límite de servicio
ELU	Estado límite último
E _P	Energía acumulada posterior a la fisuración hasta falla, ensayo GIL
E _T	Energía total acumulada al momento de la falla, ensayo GIL
f	Tensión

f_{ct}	Tensión de fisuración, ensayo Barcelona UNE 83515
$f_{ct0,5}$	Tensión residual a 0,5 mm de deformación axial ensayo Barcelona UNE 83515
$f_{ct1,5}$	Tensión residual a 1,5 mm de deformación axial ensayo Barcelona UNE 83515
f_L	Tensión de primera fisura ensayo EN 14651
$f_{máx}$	Tensión máxima en el ensayo EN 14651
f_{R1}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 2,5 mm en el ensayo EN 14651
V_C	Tasa de apertura de fisura, ensayo GIL
ε_a	Deformación axial, ensayo Barcelona UNE 83515
ε_r	Deformación radial, ensayo Barcelona UNE 83515

Anexos

\bar{N}	Número de ciclos promedios
A_1	Amplificador 1
A_2	Amplificador 2
CMOD	Abertura de la boca de fisura
COD	Abertura de fisura
COD _c	Abertura inicial de la fisura, ensayo GIL
E^*	Energía acumulada, ensayo GIL
E_C	Energía acumulada al momento de la fisuración, ensayo GIL
E_P	Energía acumulada posterior a la fisuración hasta falla, ensayo GIL
E_T	Energía total acumulada al momento de la falla, ensayo GIL
f_c	resistencia a la compresión
f_L	Tensión de primera fisura ensayo EN 14651
f_{R1}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 0,5 mm en el ensayo EN 14651
f_{R3}	Tensión residual a una abertura de fisura igual a 2,5 mm en el ensayo EN 14651
g	Aceleración de la gravedad
g	Aceleración de la gravedad
h	altura de caída del proyectil
h	Altura recorrida por el proyectil
h_0	Altura inicial del proyectil
h_1	Altura recorrida para alcanzar el sensor óptico 1
h_2	Altura recorrida para alcanzar el sensor óptico 2
I_1	Corriente a la salida del amplificador 1
I_2	Corriente a la salida del amplificador 2
m_H	Masa del proyectil

N	Número de ciclos
n	Número de impacto
Q ₁	Interruptor óptico #1
Q ₂	Interruptor óptico #2
s	Distancia aparente entre fotointerruptores
t	Tiempo transcurrido desde la liberación del proyectil
t ₁₋₂	Tiempo de paso del proyectil entre los fotointerruptores 1 y 2
U _d	pérdida por fricción entre los rieles y el proyectil
v	velocidad del proyectil en el impacto
V ₁	Tensión a la salida del amplificador 1
V ₁	Resistencia del amplificador 1
V ₂	Tensión a la salida del amplificador 2
V ₂	Resistencia del amplificador 2
V _c	Tasa de apertura de fisura, ensayo GIL
V _{co}	Voltaje de comparación
x	Ancho de rastreo

Capítulo I

Introducción

1.1. Impacto en el Hormigón Reforzado con Fibras

El Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) es un hormigón en que, durante el mezclado, se han incorporado de forma dispersa y homogénea, elementos de refuerzo cortos y discontinuos llamados fibras. Este es un hormigón de alta *performance* que se destaca por su capacidad de deformación residual (post-fisuración) y tenacidad, que se traduce en una mayor durabilidad de las edificaciones (Fernandez Cánovas, 1982; Giaccio et al., 2013). El HRF es ampliamente utilizado en obras como pavimentos, pisos industriales y revestimientos de túneles (Macdonald et al., 2009; Miguez Passada et al., 2013; Monetti et al., 2009). A su vez, en combinación con las barras de la armadura convencional, la incorporación de fibras permite reducir flechas y aperturas de fisuras lo que tiene un efecto positivo principalmente cuando las estructuras se encuentran expuestas a ambientes agresivos. Hoy día existe una amplia gama de fibras que varían en función de su material base, tamaño, relación de esbeltez y forma. Zerbino (Zerbino, 2020), lista al menos 10 tipos de distintas fibras. Entre las más conocidas se encuentran las fibras de acero, las macrofibras sintéticas (poliméricas) y las macrofibras de vidrio. Por otra parte, se han desarrollado HRF de alta resistencia especialmente adecuados para la construcción de refuerzos de estructuras expuestas a acciones extremas (Luccioni et al., 2020). Un avance significativo, respecto a este material, ha sido la incorporación en el *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012) de herramientas para el diseño estructural con HRF.

Es conocido que la respuesta de un material ante una sollicitación depende directamente de la velocidad de carga (Mindess et al., 2003; Porrero et al., 2009). Por ende, ante acciones dinámicas el HRF presenta una respuesta diferente respecto a las de los ensayos cuasi-estáticos. Uno de los métodos de ensayo con mayor velocidad de carga es el ensayo de impacto (Yoo y Banthia, 2019), en que se han medido cargas pico muy superiores que en la prueba estática (X. X. Zhang et al., 2008). En este tipo de pruebas se ha observado que los HRF inducen mayores cargas que los hormigones convencionales y varios

investigadores reportan que dicho incremento es dependiente del tipo y contenido de fibras (Banthia, 1987; L. Zhang, 2008). Algunas experiencias realizadas sobre HRF de resistencia normal, muestran que, con las fracciones máximas que pueden ser incluidas en el hormigón, para los medios de compactación convencionales, en el HRF de acero la carga pico se vio incrementada casi en un 200% respecto al caso estático, mientras que en el HRF de polipropileno el incremento fue aproximadamente la mitad que el anterior (Banthia, 1987). En este mismo trabajo, y en otro similar (L. Zhang, 2008) también se observaron diferencias en el mecanismo de falla, en primer lugar se vio que en matrices de resistencia normal las fibras poliméricas suelen cortarse, mientras que las de acero en su mayoría presentan arrancamiento. Asimismo, aunque en el caso estático la falla de la matriz es predominantemente por las interfaces, en impacto simple la fractura ha sido a través de los agregados.

A la fecha existen diversos tipos de ensayos de impacto aplicables a HRF, en el informe del comité 544 del ACI "*Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete*" (ACI Committee 544, 1999) se listan algunos, entre los que figuran: el ensayo con masa pendular (tipo Charpy), las pruebas de proyectiles balísticos, la barra de presión de Split-Hopkinson, ensayos con explosivos y el ensayo por caída gravitatoria de proyectiles (*drop-weight test*), bien sea con impacto simple o repetidos. Estas pruebas podrían ser divididas en dos grandes grupos: ensayos instrumentados y ensayos no instrumentados (ACI Committee 544, 2017) y aunque todos han servido para comprender algunos aspectos del desempeño en impacto de los HRF, ningún método es de implementación generalizada, ni adoptado como normativo, porque cada uno posee ciertas limitaciones.

Los estudios más antiguos de impacto en hormigón datan de finales de los años 70' en que, Hibbert (Hibbert, 1979) modificó una máquina de Charpy y estudió la flexión por impacto simple en probetas prismáticas de 100x100x500 mm. Entre otras conclusiones indica que su metodología no era la más acertada para este tipo de estudios y recomendó el uso de probetas de dimensiones mayores e impactarlas con mayores cargas, para comprender mejor los mecanismos de fractura.

Banthia (Banthia, 1987) estudió el impacto en elementos prismáticos de dimensiones mayores (1200x100x125 mm) con una máquina de caída de peso (*drop weight*) dotada de celdas de carga en el impactor y en los apoyos; incluyó acelerómetros en las probetas y analizó su desplazamiento ante un impacto simple. En base a sus resultados, determinó la energía absorbida por el hormigón durante la colisión y definió un modelo matemático para predecir la respuesta de las vigas en el lapso del impacto. Esto evidenció la excelente capacidad de absorción de energía del HRF, pero entre sus recomendaciones enfatizó la necesidad de normalizar un ensayo para impacto en hormigón.

Otros autores (Banthia et al., 1987; Chakradhara Rao et al., 2011; Khalighi, 2009; Mindess et al., 1986; Othman y Marzouk, 2016; Robb, 1990; Wu et al.,

2016; Xu, 2007; L. Zhang, 2008; X. X. Zhang et al., 2008) que se han concentrado en ensayos de tipo *drop weight* en HRF con impacto simple, han experimentado con diversas variaciones. Básicamente han ensayado con probetas prismáticas de diferentes tamaños y tipos de fibras (con o sin entalladura), con diferente luz entre apoyos, con distintos pesos del martillo, alturas de caída, variando el tipo de impactor, entre otras variables de la prueba.

La que posiblemente es la prueba más difundida, fue propuesta por el Comité 544 del ACI (ACI Committee 544, 1999), si bien es un método práctico y simple que determina el número de golpes requeridos para llevar los especímenes a cierto “estado de daño”, orientado principalmente a conocer cualitativamente la energía absorbida por el hormigón en función del número de golpes, el mismo arroja una gran dispersión de resultados, con coeficientes de variación entre 50 y 60% (Zhu et al., 2015). Entre las posibles causas destaca la ambigüedad para definir el “fin de la prueba”. Por tal motivo, Zhu et al. (Zhu et al., 2015), definieron un método también de caídas repetidas, pero en probetas diferentes a las prismáticas o cilíndricas. Ellos usaron muestras en forma de “U” invertida que eran impactadas con 4 martillos de diferente peso, 500, 675, 800 y 875 g. Esta geometría indujo la aparición clara de la grieta inicial y una falla más evidente de la muestra para finalizar la prueba. Ellos encontraron una relación lineal entre número de golpes requeridos para la aparición de la primera fisura y el número de golpes para la falla de la probeta, obteniendo coeficientes de variación poco mayores al 30%, siendo éste aún un valor relativamente alto.

En muchas aplicaciones los HRF han exhibido su buena capacidad resistente al impacto y existen muchas otras donde su uso sería muy beneficioso para la estructura. Tal es el caso de la industria vial, ferrocarrilera y en la fabricación de edificaciones industriales y de seguridad (Fernandez Cánovas, 1982; Macdonald et al., 2009; Miguez Passada et al., 2013; Monetti et al., 2009; Zerbino, 2020). El HRF ha sido una buena alternativa para la fabricación de defensas en autopistas, sostenimiento de túneles y refuerzo de elementos estructurales expuestos a choques (como pilas de puentes). También se le ha empleado en la construcción de pisos industriales expuestos a constantes impactos y en la fabricación de bóvedas bancarias. En el sector militar y de defensa se lo ha implementado para el cerramiento de edificaciones expuestas a explosiones o al impacto de proyectiles balísticos.

Si bien se ha verificado excelente comportamiento frente a acciones dinámicas incluso frente a cargas extremas, por ejemplo explosiones o impactos, (Luccioni et al., 2020) no hay métodos de valoración aceptados en estos campos; y existen muchas nuevas fibras (principalmente poliméricas y de vidrio) con respuestas residuales diferentes a las de acero que requieren ser evaluadas.

En síntesis, existe un área específica de vacancia relacionada con la respuesta frente a impactos del HRF, esto es muy relevante si se considera que recientemente se han desarrollado e implementado nuevas fibras para uso estructural en hormigón (de acero, poliméricas, de vidrio) y que, además de HRF

de resistencia convencional, se dispone de la tecnología para elaborar HRF de alta y ultra alta resistencia (Luccioni et al., 2020). El tema es de interés tanto para nuevas obras como para reparaciones y refuerzos de estructuras existentes, con transferencia directa y efectiva a empresas constructoras, fabricantes de fibras y reparticiones públicas.

1.2. Objetivos

El objetivo general de esta tesis es evaluar la respuesta del HRF frente a impactos, considerando el efecto de impactos sucesivos sobre el crecimiento del ancho de fisura. A la vez, se busca estudiar la vinculación de dicha respuesta con las propiedades residuales determinadas en ensayos estáticos de distintas clases de HRF.

Los objetivos específicos y metas a alcanzar son los siguientes:

- Diseñar una metodología de ensayo para evaluar Hormigón Reforzado con Fibras ante impactos, que considere la respuesta antes de la fisuración y en estado fisurado.
- Validar el método de ensayo propuesto, comparando la respuesta de probetas gemelas en iguales condiciones de carga, evaluando la influencia de los parámetros de la prueba y analizando numéricamente la distribución de esfuerzos en los especímenes.
- Comparar resultados obtenidos con el ensayo propuesto frente a los conseguidos con el ensayo del Comité ACI 544 (ACI Committee 544, 2017)
- Comparar la respuesta en impacto de HRF con distintos tipos y contenidos de fibras, niveles de resistencia y forma y tamaño máximo de agregados.
- Analizar la vinculación entre los resultados del ensayo de impacto y la clasificación establecida en el *fib* Model Code 2010 en base al ensayo de flexión estática establecido en la norma EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005)

1.3. Estructura de la tesis

Esta tesis se compone de nueve capítulos, incluyendo el presente.

En el Capítulo II se presenta una síntesis del estado del conocimiento de los temas abordados. En primer lugar, se describen aspectos inherentes al HRF, pasando por un breve resumen de su historia, los tipos de fibras y mecanismos de acción, una descripción de los principales métodos de caracterización estática del material y algunos ejemplos de aplicaciones en obras de ingeniería. En la segunda parte se aborda el tema del estudio del impacto en el HRF, lo que incluye a priori un resumen de las principales clases de ensayos implementados y una síntesis de los principales métodos empleados. En este apartado también se presentan los principales resultados obtenidos por otros investigadores a la fecha y se discute la necesidad de un nuevo método de ensayo.

En el Capítulo III se describe y se abordan algunos aspectos generales del programa experimental, en primer lugar, lo que concierne a la preparación de los hormigones (materiales, máquinas, herramientas y manejo en estado fresco), luego los aspectos relevantes del moldeo y curado de las probetas, y finalmente lo referente a los métodos tanto de la caracterización estática como del manejo estadístico de los resultados obtenidos.

El Capítulo IV contiene el desarrollo del nuevo método de ensayo ante impactos para el HRF. Se describen detalladamente los principales elementos de la máquina de ensayo, las características y preparación de las muestras, el dispositivo de medición de abertura de fisuras propuesto, y finalmente, se describe la metodología del ensayo y los resultados (incluyendo los parámetros para el análisis) que se derivan de la prueba.

En el Capítulo V se plasman los resultados obtenidos en la fase de evaluación del método propuesto. Este capítulo se divide en cuatro partes, cada una correspondiente a una campaña experimental. En la primera campaña se determinó estadísticamente el número mínimo de ensayos recomendados para la prueba. En la siguiente, se realiza una comparación de los resultados obtenidos sobre el mismo HRF, empleando el método propuesto y el método del comité ACI-544. La tercera campaña se trata de un estudio paramétrico en que se evaluó la influencia sobre los resultados de la geometría de la probeta y masa del proyectil, que decantó en una propuesta de método de corrección de los resultados. Y finalmente, en la última campaña se confeccionó un modelo numérico que fue útil para: analizar la distribución de tensiones en el espécimen, mientras el material incurrió en el rango elástico, y para evaluar el desempeño postfisuración en un ensayo de impactos crecientes como el propuesto en el Capítulo IV. Para calibrar el modelo fue necesario realizar ensayos instrumentados electrónicamente, metodología que también se describe.

En el Capítulo VI se implementa el método propuesto (Capítulo IV) y evaluado (Capítulo V) sobre distintos tipos de HRF. En primera instancia se analiza la influencia del tipo y dosis de fibras, empleando tres tipos de macrofibras (vidrio, acero y polimérica) que se consideran de uso común. Luego, se estudia la influencia de la resistencia de la matriz (f_c), variando f_c entre 45 y 65 MPa y de la forma y tamaño máximo (TM) del agregado grueso, considerando cantos rodados y piedras partidas de TM 12 y 19 mm.

En el Capítulo VII se realiza una síntesis y análisis global de los resultados obtenidos en la tesis, analizando la vinculación de los resultados en impacto frente a los obtenidos en la prueba de flexión estática EN 14651.

Finalmente, en los Capítulos VIII y IX se presentan respectivamente las conclusiones y necesidades de estudio futuro; y las referencias bibliográficas.

Capítulo II

Estado del Arte

2.1. Introducción

En este capítulo se desarrolla el estado del conocimiento relativo al Hormigón Reforzado con Fibras (HRF), los métodos de evaluación de este ante cargas dinámicas rápidas (impactos) y su respuesta ante este tipo de solicitaciones. En cuanto al HRF se describe brevemente su historia, los tipos de fibras y mecanismos de acción, los métodos de caracterización estática y algunas de sus aplicaciones. Respecto a la respuesta del HRF en impacto, en primer lugar, se presentan algunas generalidades de este tipo de cargas, luego se presenta una clasificación de los métodos desarrollados a la fecha para evaluar al HRF frente a este tipo de solicitación, se describen muchos de ellos y también se resume, en base a los resultados obtenidos por otros autores, el desempeño del material frente a diferentes tipos de cargas de impacto. Finalmente se realiza una discusión sobre el estado actual de este tema de investigación.

2.2. Hormigón Reforzado con Fibras

El hormigón es un material compuesto preparado a partir de la mezcla de cemento hidráulico, agua y agregados de relleno, opcionalmente también suelen incorporársele adiciones minerales y aditivos (Figura 2.1). Es un material que en estado fresco puede ser transportado, manipulado y dispuesto en moldes, para que al endurecer tome la forma deseada. Es relativamente económico, requiere poco mantenimiento a lo largo de su vida útil y tiene una excelente capacidad de sobrellevar esfuerzos de compresión. Sin embargo, es un material predominantemente frágil, con poca capacidad resistente en tracción si se la compara con la de compresión.



Figura 2.1 Materiales y estados del hormigón.

El hormigón reforzado con fibras (HRF) es un hormigón en que, además de los materiales ya mencionados, se han incorporado durante el mezclado, de forma dispersa y homogénea, elementos de refuerzo cortos y discontinuos llamados fibras (Figura 2.2). Dichas fibras pueden aportar al material beneficios en estado fresco y endurecido, pero la principal ventaja de las fibras está asociadas al control de la fisuración. La inclusión de fibras ayuda a controlar los efectos de la contracción por secado, en algunos casos propicia un leve incremento de resistencia a la compresión, pero principalmente mejora sustancialmente la capacidad post fisuración ante esfuerzos de tracción y corte.

Las fibras pueden mejorar el comportamiento de una estructura en el estado límite de servicio (ELS), ya que logran reducir el espaciamiento y la abertura de las fisuras, lo que representa una mejora en términos de durabilidad. También pueden mejorar el comportamiento en el estado último de servicio (EUS) y pueden sustituir parcialmente el refuerzo con barras convencionales.



Figura 2.2. Sección transversal de (a) un hormigón simple y de (b) un hormigón reforzado con fibras de acero rectas. (Singh, 2017)

Entre las principales aplicaciones de las fibras destacan: la construcción de pavimentos, pisos industriales, *whitetoppings* y *overlays*; también se lo ha usado en la industria del premoldeado, en la minería, la estabilización de taludes, revestimiento de túneles y en la construcción (o refuerzo) de diversos tipos de

estructuras, muchas de ellas, expuestas a cargas dinámicas, como cargas móviles, sismos, impactos y explosiones.

Debido a que las fibras actúan luego de ocurrida la fisuración de la matriz, resulta evidente que el comportamiento postfisuración del HRF está íntimamente ligado a las características inherentes de las fibras, como el material del filamento, el tamaño y la forma. También influyen las características del hormigón de base, el volumen de fibras relativo a la masa de hormigón y la orientación de las fibras, entre otros aspectos.

Luego de varias décadas de estudio, han ocurrido grandes avances en la comprensión y aplicación de este material, al punto que, en el *fib* Model Code del 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012) fueron incorporados apartados específicos tanto para la clasificación de HRF (aplicable a diferentes fibras) como para el cálculo de la contribución de las fibras en losas, losas con armadura convencional, elementos sometidos a torsión y corte, entre otros elementos estructurales.

En la presente sección se desarrollan los aspectos más relevantes acerca del HRF, se relata una breve historia del material, se ahonda en la clasificación de las fibras de refuerzo, se describe brevemente el comportamiento del material y finalmente se describen los principales métodos normativos de caracterización ante cargas estáticas.

2.2.1. Historia

El uso de fibras para el refuerzo de materiales frágiles ha sido una práctica común desde la antigüedad. Según la historia hebrea, ya a mediados del siglo XV a.C. se empleaba paja como refuerzo en elaboración de ladrillos (Figura 2.3a). Asimismo, pueblos ancestrales sudamericanos, como los indígenas Yanomamis, asentados en la selva amazónica, usaron barro en combinación de fibras vegetales y cabellos para recubrir sus viviendas (Figura 2.3b). También algunos animales han reforzado sus madrigueras con fibras, tal es el caso del pájaro hornero, ave nacional de la República Argentina, el cual construye su nido con barro y en el cual incorpora trozos de fibras animales, vegetales y otras, de diversos tamaños (Figura 2.3c).



Figura 2.3 (a) Ladrillos de barro con fibras vegetales. (b) Construcción de vivienda con bahareque. (c) Pájaro hornero argentino construyendo nido con barro y fibras vegetales

Las primeras patentes de HRF fueron presentadas en California (1874) por A. Bernard y en Francia (1918) por H. Alfsen. Luego, en California (1927), G.C. Martin patentó el uso de fibras de acero para la construcción de tuberías fabricadas con hormigones reforzados con fibras de acero (HRFA) y en 1931 H. Etheridge patentó un proceso relacionado con el uso de los anillos de acero para abordar el anclaje de las fibras de acero. Pero no fue sino hasta la década de 1960 que el HRFA comenzó a utilizarse en pavimentos, que fue el precedente de un sinnúmero de aplicaciones (Singh, 2017).

A principios del siglo XX (1907) surgió y se popularizó -en la construcción- el uso de un material compuesto llamado asbesto-cemento, que consistía en la inclusión de fibras de asbesto en una matriz de cemento portland. Material que luego, en los años 70's, fue prohibido por representar riesgos potenciales para la salud. Las fibras de vidrio también existen desde principios del siglo XX (1920), pero en principio su aplicación en hormigones se vio limitada por ser reactivas ante los álcalis del cemento, no fue sino hasta los años 60's que surgieron fibras de vidrio compatibles con medios alcalinos y que se utilizó con mayor auge el hormigón reforzado con fibras de vidrio (Zerbino, 2004)

Además de las fibras de acero y vidrio, otros tipos de fibras, específicamente diseñadas para usarse en hormigón, han surgido hasta la fecha, destacan las fibras poliméricas. Con el desarrollo de la industria de los polímeros, las fibras elaboradas a partir de estos materiales se encuentran actualmente en auge, presentando resultados muy satisfactorios, comparables con materiales de mayor tradición en la industria de la construcción, como el acero.

2.2.2. Tipos de fibras y mecanismos de acción

a) Clasificación de las fibras:

a.1) Clasificación según el tamaño: según el tamaño, a las fibras se les denomina *macrofibras* y *microfibras*. Las macrofibras (ver ejemplo en Figura 2.4a) -originalmente llamadas fibras estructurales- son aquellas cuya longitud se encuentra entre 30 a 60 mm y poseen un diámetro equivalente mayor a 0,30 mm (Technical Committee CEN/TC 104, 2006). En general las macrofibras incrementan la capacidad postfisuración hormigón, y aunque también disminuyen levemente la fisuración por contracción plástica, no es su principal aporte. Las microfibras (ver ejemplo en Figura 2.4b) son elementos de menores dimensiones, su diámetro equivalente es menor que 0,30 mm y el largo ronda los 6 a 18 mm. Estas fibras por lo general se utilizan para el control de la fisuración en estado plástico; recientemente han surgido microfibras de acero que contribuyen en el incremento de la tenacidad en tracción de la matriz de hormigón de alta resistencia.

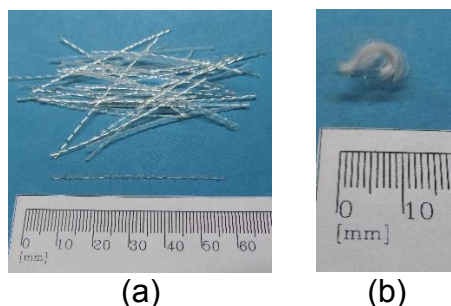


Figura 2.4 (a) Macrofibra (b) Microfibra

a.2) Clasificación según la naturaleza del material: los materiales con que se fabrican las fibras pueden ser *naturales* o *artificiales* sintéticos. La materia prima de las fibras naturales proviene de elementos vegetales, animales y/o minerales; los cuales, al ser tratados físicamente, son transformados en elementos discretos que pueden ser usados para el refuerzo del hormigón. Las fibras artificiales se fabrican a partir de la transformación química de productos naturales y específicamente las sintéticas se elaboran a partir de la síntesis química de diversos productos derivados del petróleo -como el poliéster y el nylon- a través de un proceso denominado polimerización. Es común que a este último tipo de fibra se denomine únicamente como fibras sintéticas.

La presente clasificación no es de amplio uso, ya que se trata de una división bastante general que aporta muy poca información de las fibras en sí. La tendencia es denominar a las fibras por el nombre del material que la compone, y en el caso de las fibras sintéticas se les suele nombrar en función del tipo de compuesto con el cual hayan sido elaborada. Esto abre un abanico muy amplio en términos de clasificación, que diariamente se incrementa debido al uso de nuevos materiales para la elaboración de las fibras.

Tabla 2.1 Tipos de fibras utilizadas con materiales a base de cemento portland (Bentur y Mindess, 2007)

Fibra	Diámetro (μm)	Gravedad específica	Módulo Elástico (GPa)	Resistencia a tracción (GPa)	Elongación de rotura (%)	
Acero	5 a 500	7,84	210	0,5 a 2	0,5 a 3,5	
Vidrio	9 a 15	2,6	70 a 80	2 a 4	2 a 3,5	
Asbesto	Crocidolita	0,02 a 0,4	3,4	196	3,5	2 a 3
	Crisolito	0,02 a 0,4	2,6	164	3,1	2 a 3
Polipropileno	20 a 400	0,9 a 0,95	3,5 a 10	0,45 a 0,76	15 a 25	
Aramida	10 a 12	1,44	63 a 120	2,3 a 3,5	2 a 4,5	
Carbón	8 a 9	1,6 a 1,7	230 a 380	2,5 a 4	0,5 a 1,5	
Nylon	23 a 400	1,14	4,1 a 5,2	0,75 a 1	16 a 20	
Celulosa	-	1,2	10	0,3 a 0,5	-	
Acrílico	18	1,18	14 a 19,5	0,4 a 1	3	
Polietileno	25 a 1000	0,92 a 0,96	5	0,08 a 0,6	3 a 100	
Madera	-	1,5	71	0,9	-	
Sisal	10 a 50	1,5	-	0,8	3	
Matriz de cemento (para comparación)	-	1,5 a 2,5	10 a 45	0,003 a 0,007	0,02	

a.3) Clasificación según el material: en la Tabla 2.1 se muestra un listado de fibras que han sido empleadas en materiales a base de cemento portland, nombradas según el material que constituye el filamento, de las que también se presentan las principales propiedades. Entre ellas las más usadas en hormigones son las fibras de acero, vidrio y poliméricas, de las cuales se presentan algunas precisiones a continuación.

c.3.1) Fibras de acero: como el nombre lo indica, son fibras fabricadas a partir del acero, que es una aleación metálica de hierro, carbono y otros componentes en menores, pudiendo producirse a partir de la técnica del trefilado, del corte de láminas, rascado en caliente, fundición directa, entre otras. Evidentemente la resistencia a tracción -y otras propiedades físicas- de estas fibras están ligadas al tipo de acero, hoy día existen en mercado fibras de alto y bajo carbono, con distintos usos cada una. Recientemente han surgido fibras de metales amorfos, muy resistentes a la corrosión y agentes químicos, ideales para realizar revestimientos en conductos de agua y tanques (Zerbino, 2020)

Hay gran diversidad de geometrías de fibras de acero, varían en el tamaño, sección transversal y forma del cuerpo, también en el tipo de doblez de los extremos (los ganchos). En la siguiente sección se ahondará en el tema de las formas de las fibras. En comparación con las demás fibras, suelen ser las fibras de acero las de mejor terminación y homogeneidad dimensional. Las fibras de acero se presentan sueltas (Figura 2.5a) o en paquetes unidas en bloque con un pegamento hidrosoluble (Figura 2.5b) a fin de favorecer su dispersión dentro de la masa de hormigón.

Sin dudas este es el tipo de fibras más utilizado, con ellas se preparan desde HRF de resistencia convencional hasta hormigones reforzados con fibras de muy alta resistencia. Se han aplicado en todo tipo de estructuras, losas y pavimentos, elementos premoldeados, tanto en construcción de nuevas edificaciones como en la reparación de obras existentes.

Por lo general proporcionan una mayor performance al hormigón que otros tipos de fibras, y en diversos estudios ha quedado en evidencia que ante cargas estáticas su mecanismo de falla es en general por arrancamiento. Este tipo de fibras tiene capacidad de soportar altas temperaturas, sin embargo, su uso en ambientes corrosivos es cuestionable. En ocasiones, el desgaste que induce a los equipos o el daño en las ruedas vehiculares ha limitado su uso.

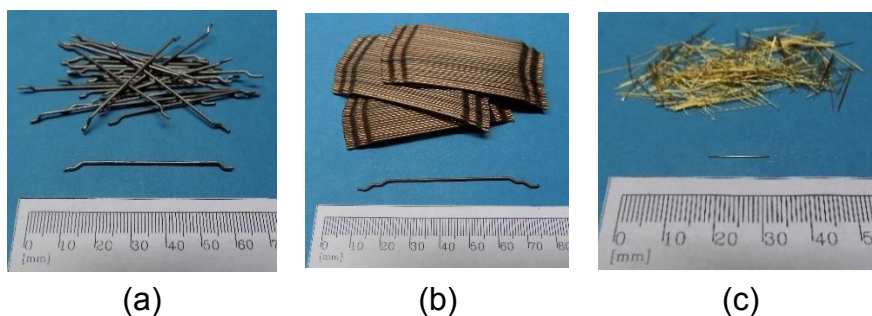


Figura 2.5 Fibras de acero: (a) macrofibras con gancho en sus extremos, (b) macrofibras aglutinadas con gancho doble en sus extremos, (c) microfibras de acero de alto carbono para mezclas de alta y ultra alta resistencia

a.3.2) Fibras de vidrio: son fibras minerales producidas artificialmente a partir del vidrio. Tradicionalmente se usó como un agente de refuerzo con muchos productos poliméricos; que dio como resultado el conocido Plástico Reforzado con Vidrio, o llamado popularmente Fibra de Vidrio. En un principio, estas fibras resultaron ser reactivas a los álcalis del cemento, ocasionando el deterioro de los elementos hormigón en que se usaron, pero luego fueron desarrolladas otras fuentes de vidrios resistentes a medios alcalinos.

Estas fibras siempre son rectas, y se usan habitualmente en la construcción de pavimentos, pisos industriales, y *overlays*. Son buenas alternativas en hormigones sometidos a congelación y deshielo en que se aplican sales descongelantes. También, se usan mucho en la industria del premoldeado, en la fabricación de adoquines, baldosas y paneles de viviendas prefabricadas.

Debido a su buena adherencia con la matriz cementicia, las fibras de vidrio suelen incrementar la carga del primer pico del hormigón, lo cual no es típico en otras fibras y la capacidad residual a pequeñas aberturas (<1,5mm) resulta más beneficiada que a aberturas mayores y su mecanismo de acción difiere de las de acero en cuanto a que estas típicamente se cortan.

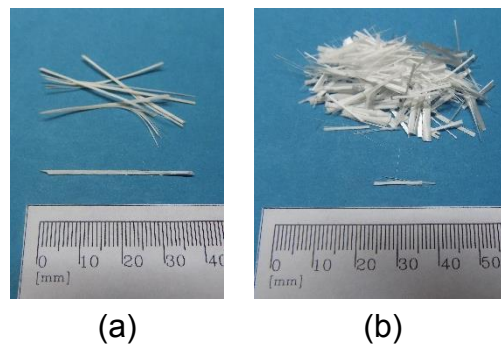


Figura 2.6 (a) Macrofibras y (b) microfibras de vidrio.

a.3.3) Fibras poliméricas: los principales polímeros utilizados en la fabricación de fibras para hormigón son: el *polietileno*, que es un polímero que resulta de la polimerización del etileno, y el *polipropileno*, que se produce a partir de la polimerización del propileno. También existen y se emplean muchos otros polímeros diferentes. Los polímeros son materiales con bajos costo de producción y por lo general químicamente inertes.

Las macrofibras poliméricas, suelen ser de sección circular, elíptica y rectangular, y para lograr una mejor adherencia con la matriz se fabrican rizadas u onduladas, sin embargo, debido a la gran velocidad con que avanza la industria del polímero más recientemente han surgido nuevas geometrías como: planas, perforadas, entre otras.

Estas fibras son preferidas en la industria de túneles y minería, principalmente en la ejecución con hormigón proyectado, porque el desgaste que producen a los equipos es relativamente mucho menor que el ocasionado por las fibras de acero. También son muy usadas en pavimentos porque tampoco provocan pinchaduras en neumáticos y al igual que los dos tipos anteriores, son muy implementadas en la industria del premoldeado.

Las macrofibras poliméricas son ideales para usar en ambientes agresivos en que el acero de refuerzo corra riesgo de corrosión, pero no resultan propicias para ambientes de muy altas temperaturas o con peligro de incendio. Al igual que las fibras de vidrio, en el caso que existan ciertas permisividades de abertura de fisura, podrían ser más eficientes que las de acero.

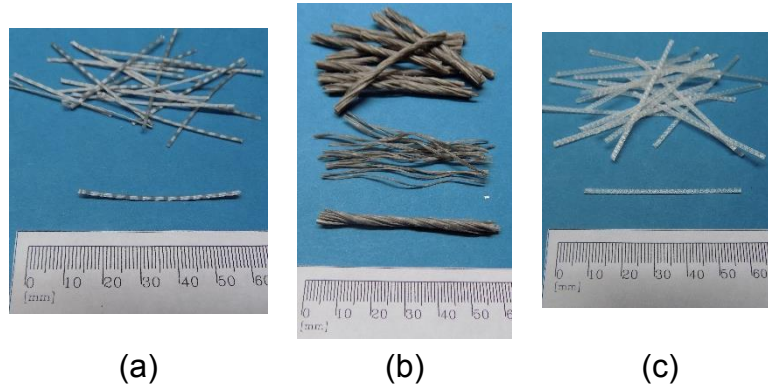


Figura 2.7 Macrofibras poliméricas (a) onduladas (b) rizadas y (c) planas.

Las microfibras poliméricas no son usadas como refuerzo estructural, principalmente han sido usadas en pequeñas dosis en el hormigón para controlar o reducir la fisuración por contracción plástica. También se han usado en hormigón proyectado, construcción de pavimentos y reparaciones de hormigón deteriorado. Algunos estudios (Kalifa et al., 2001) revelan que la implementación de algunos tipos de microfibras poliméricas reducen significativamente los desprendimientos explosivos (*spalling*) en hormigones expuestos a altas temperaturas.



Figura 2.8 microfibras poliméricas

b) Mecanismo de acción de las fibras

Como fue mencionado en la Sección 2.2, las fibras actúan luego de ocurrida la fisuración de la matriz, por lo que el comportamiento postfisuración del HRF depende íntimamente de las características de estas. Zerbino (2022) menciona que la transmisión de esfuerzos fibra-matriz involucra fenómenos de *adhesión*, *fricción* y *anclaje mecánico*. También resalta que la eficiencia de una fibra depende en principio del *material constituyente del filamento* y por otra parte de la *geometría*.

Del material de la fibra es deseable que, tanto la resistencia a tracción como el módulo de elasticidad sean superiores a los de la matriz. Si se tiene un adecuado puente de adherencia, un mayor módulo de elasticidad implicará

mayor carga transmitida a la fibra a una dada apertura de fisura, y el HRF presentará menor deformación (Zerbino, 2020).

El mecanismo de acción más frecuente en las fibras es el arrancamiento progresivo (pull-out), es poco frecuente la rotura. Esto se debe a que los fabricantes optimizan las dimensiones para que los filamentos trabajen en un rango de resistencia en que estas se arranquen y así lograr la mejor performance del HRF con un menor contenido de fibra.

Diversos estudios (Banthia y Gupta, 2006; Holschemacher et al., 2006; Swamy y Mangat, 1974) revelan que los aspectos geométricos de las fibras modifican sustancialmente en el desempeño del HRF. Los factores geométricos de mayor influencia son: la esbeltez, el tamaño relativo a los agregados, y la forma tanto del cuerpo, como de los extremos.

En las Figura 2.9a se presentan las variantes más comunes en la forma de fibras de acero, y en la Figura 2.9b se detallan algunas variantes de la sección transversal. Nótese que hay fibras cuya geometría varía en todo su cuerpo, como las rizadas o las de forma “dúo”, mientras que en otras se varía la terminación de los extremos.

En la Figura 2.9c se presenta el parámetro de esbeltez (λ), que es la relación entre la longitud (l) y el diámetro (d) de la fibra. En fibras comerciales λ varía entre 50 y 100. Este parámetro es importante porque también influye en la respuesta del HRF; se dice que, para un mismo volumen de fibras, el desempeño del material se incrementa con la esbeltez de la fibra, pero debe considerarse que a valores de λ muy altos, la trabajabilidad de la mezcla en estado fresco se ve comprometida y es más probable la formación de erizos (acumulación de fibras enredadas). Además de λ , la longitud de la fibra respecto al tamaño máximo del agregado grueso (TM), también afecta notablemente la respuesta del material. Ya que las fisuras suelen bordear a los agregados, debido a que estas son las zonas de mayor debilidad del hormigón, se recomienda que las fibras tengan una longitud de al menos 2,5 veces el TM.

Los dobleces en los extremos son la forma de anclaje más usual en las fibras de acero. Mientras que en fibras poliméricas se suele emplear formas rizadas y relieves. Todos benefician la adherencia matriz-fibra.

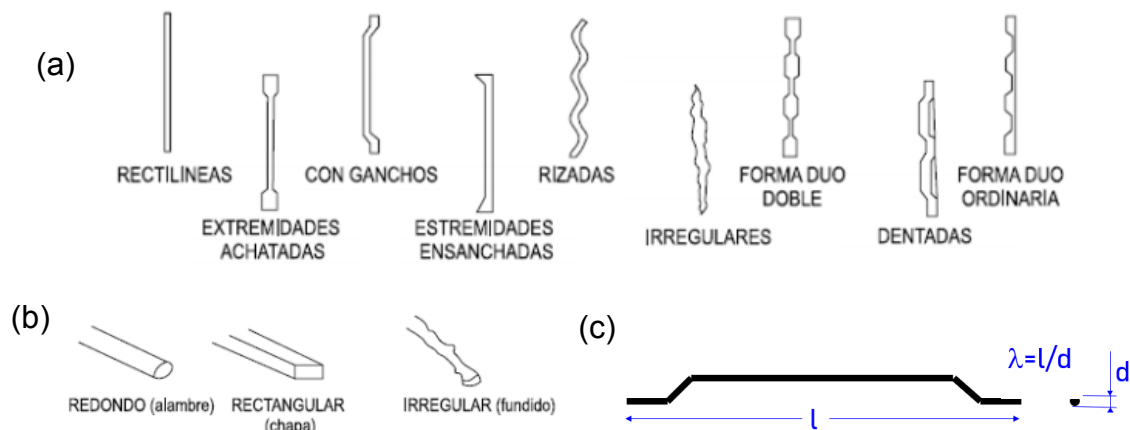


Figura 2.9 (a) Formas, (b) secciones transversales Adaptado de (Rodriguez Camargo, 2013) y (c) factor de esbeltez de las fibras.

2.2.3. Ensayos de caracterización del HRF

El hormigón simple es un material predominantemente frágil, idóneo para resistir esfuerzos de compresión, pero con poca capacidad relativa de sobrellevar esfuerzos de tracción. La incorporación de fibras no aumenta sustancialmente la resistencia a la compresión del material, sí incrementa la resistencia residual ante esfuerzos de tracción y corte, dándole la capacidad de soportar cargas en estado fisurado. Por esta razón, es insuficiente clasificar al HRF con criterios basados únicamente en la resistencia a la compresión, y se lo hace a través de ensayos de flexión sobre vigas y losas.

En la Tabla 2.2 se muestra un resumen que contiene una gran cantidad de los ensayos que han sido empleados en la valoración de la tenacidad del HRF. Como puede verse, la mayoría de estos han consistido en pruebas de flexo-tracción sobre prismas y las principales variantes radican en las dimensiones de la muestra, la(s) variable(s) valorada(s) y en las medidas de tenacidad adoptada. Respecto a estas últimas, Zerbino (Zerbino, 2020) describe ampliamente el largo camino recorrido en su definición, y concluye que, a pesar de que en otros países sigan vigentes normativas alternativas, los métodos más implementados actualmente en la valoración del HRF son los ensayos de flexión estática sobre prismas, conforme a las normas EN 14651 y ASTM C1609.

A continuación, se describen los principales detalles de estos dos métodos, así como también otras tres pruebas de frecuente aplicación: ensayos de flexión sobre losas, regulados por las normas ASTM C1550 y BS EN14488; y el método Barcelona (EN 83515), que ha surgido como una propuesta simplificada de valoración del HRF.

2.2.3.1. Ensayo de flexión con carga centrada (EN 14651) (Technical Committee CEN/TC 229, 2005)

El ensayo se realiza sobre prismas de 550 mm de longitud y 150x150 mm de sección transversal. A la probeta se le practica, mediante aserrado, una entalla de 25 mm de profundidad en el centro de la cara traccionada y se dispone en la máquina de ensayo como se muestra en la Figura 2.10a. Nótese que la carga se aplica al centro de la luz libre, distribuida uniformemente (mediante un rodillo) en todo el ancho del espécimen.

Durante la prueba, se mide la apertura de la boca de entalla (CMOD) mediante un extensómetro tipo clip, a partir del cual se realiza el control (por lazo cerrado) de la velocidad de ensayo. Antes que la CMOD alcance 0,1 mm, la tasa de apertura la boca de entalla debe ser de 0,05 mm/min, mientras que después de esta abertura la velocidad debe ser 0,2 mm/mín. La prueba se ejecuta al menos hasta una CMOD de 3,5 mm.

Tabla 2.2 Resumen de ensayos empleados en la valoración de la tenacidad del HRF (Gopalaratnam y Gettu, 1995)

Referencia	Tipo de probeta y carga	Geometría de probeta ^b	Parámetro(s) evaluado(s) ^c	Tasa de deflexión y límite del ensayo ^d	Medida de tenacidad	Otros parámetros definidos y comentarios
Lineamientos ACI ACI-544 (antigua)	Viga Carga a los tercios	$b = d = 100$ mm $l = 300$ mm $s = 350$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	0,05-0,1 mm/min $\delta_t > 1,9$ mm	Tasa de energía absorbida hasta una deflexión de 1,9 mm y la adsorbida hasta δ_t	Resistencia en la primera fisura
Lineamientos ACI ACI-544	Viga Carga a los tercios	$b = d = 100$ mm $l = 300$ mm $s = 350$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	0,05-0,1 mm/min Prueba hasta completar fractura	Tasa de energía absorbida para la fractura de la viga de HRF respecto a la de hormigón simple	
Norma Española UNE 83-510-89	Viga Carga a los tercios	$d/b < 1.5$ $l = 3d$ $s > 3d + 50$ mm	Carga total Deflexión en el centro	$l/1000 - l/3000$ min $\delta_t > 1,1 (l/150)$ and $\delta_t > 1,1 (1556 \delta_i)$	Energía absorbida hasta la deflexión de $l/150$ Tasa de energía absorbida hasta 15,5 δ_f y la tasa hasta δ_f	Resistencia en la primera fisura
Normalización Francesa ^h P 18-409	Viga Carga a los tercios	$b = d = 140$ mm $l = 420$ mm $s = 560$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	$0,25 \pm 0,03$ mm/min $\delta_t = 3$ mm	Tasa de carga en la deflexión δ a la carga P_f ($\delta = 0,7; 1,4$ y $2,8$)	
Norma ASTM C 1018-92	Viga Carga a los tercios	$100 \times 100 \times 350$ mm Variaciones preferidas permitidas	Carga total Deflexión neta en el centro o deflexión neta en los puntos de carga	0,05 - 0,10 mm/min $\delta_f > 5,5 \delta_t$ Límites más altos según sea necesario	Tasa de energía absorbida hasta $n\delta_f$ y la tasa hasta δ_f ($n = 3$ y $5,5$) Mayor n según sea necesario Factor(es) de resistencia residual	Resisten en la primera fisura Deflexión en la primera fisura Energía absorbida hasta δ_f
Recomendación CUR ^e Aanbeveling 35	Viga Carga a los tercios Reference concrete ^f	$b = d = 150$ mm $l = 450$ mm $s = 600$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	$0,2 \pm 0,04$ mm/min $\delta_t = 3$ mm	Energía absorbida hasta la deflexión δ ($\delta = 1,5; 3$ mm) Resistencia a la flexión equivalente hasta la deflexión δ Tasa de la resistencia a flexión equivalente hasta la deflexión δ para la resistencia a la primera fisura	Resisten en la primera fisura
Recomendación DBV ^{g,h}	Viga Carga a los tercios	$b = d = 150$ mm $l = 600$ mm $s = 700$ mm	Carga total Deflexión en el centro (promedio)	0,2 mm/min $\delta_t = 3,5$ mm	Capacidad equivalente de carga por flexión hasta la deflexión $\delta_{\text{limite}} = (G_{\text{fibras}}/\delta)$ Resistencia a la flexión equivalente hasta la deflexión δ_{limite}	Resistencia en la primera fisura Ver Figura 3 para definición de G_{fibras} , δ_{limite} y δ
Borrador de especificación EFNARC ^{ij}	Viga Carga a los tercios	$b = 125$ mm $d = 75$ mm $l = 450$ mm $s = 600$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	$0,25 \pm 0,05$ mm/mm $\delta_t = 5$ mm	Resistencia residual a deflexiones de 1 y 3 mm Parámetros ASTM C1018 I_{10} , I_{20} , I_{50} y R_{10-20} , R_{20-50}	Clasificación de la tenacidad basada en resistencia residual Resistencia en la primera fisura
	Losa	600×600 mm 100 mm de espesor	Carga	1,5 mm/min	Capacidad de absorción de energía hasta la deflexión de 25 mm	Resistencia a flexión Carga de primera fisura y máxima

	Simplemente apoyada en el perímetro Carga localizada en el centro	Dimensiones del punzón 100 x 100 mm	Deflexión en el centro de la losa	$\delta_t = 25$ mm		Curva de energía deformación Clasificación de la tenacidad basada en absorción de energía
Norma Belga NBN B 15-238	Viga Carga a los tercios	$b = d = 150$ mm $l = 3d$ $4d < s < 5d$	Carga total Deflexión neta en el centro	$0,07 \pm 0,04$ mm/min para $\delta_t > 0,5$ mm $0,5 \pm 0,2$ mm/mm para $\delta_t > 0,5$ mm $\delta_t > l/150$	Tasa de carga en una deflexión de l/n para la carga de fisuración ($n=600, 450, 300, 150$) Energía absorbida hasta una deflexión l/n ($n=300, 150$) Resistencia equivalente a flexión hasta una deflexión l/n ($n=300, 150$)	Resistencia en la primera fisura Resistencia a flexión
Norma Instituto Japonés de hormigón XI-SF4	Viga Carga a los tercios	$b = d = 100$ mm para $l_f < 40$ mm $b = d = 150$ mm para $l_f > 40$ mm $l = 3d + 80$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro o deflexión neta en los puntos de carga	$l/1500 - l/3000$ / min	Energía absorbida hasta una deflexión de $l/150$ Resistencia equivalente a flexión hasta una deflexión de $l/150$	Resistencia a flexión Tasa de carga P_{max}^*/P_{max} P_{max}^* = Carga máxima en recarga luego de una descarga al $0,9 P_{max}$ en la región posterior al pico P_{max} = Carga máxima
Asociación Noruega del Hormigón ^{h,j} NCA Pub. No. 7	Viga Carga a los tercios	$b = 125$ mm $d = 75$ mm $l = 450$ mm $s = 550$ mm	Carga total Deflexión neta en el centro	$0,25 \pm 0,05$ mm/min $\delta_t = 5$ mm	Resistencia residual a flexión en deflexiones de 1 y 3 mm	Clasificación de la tenacidad basada en resistencia residual a flexión Resistencia a flexión
Borrador de recomendaciones RILEM	Viga Carga a los tercios	Probeta - Ensayo A $s \geq 1+25$ mm $b > 50$ mm, $b/d = 4-7$ $d \leq 25$ mm, $l/d \geq 20$ Probeta - Ensayo B $s \geq 1+25$ mm $b > 50$ mm, $b/d = 4-7$ $d \leq 25$ mm, $l/d \geq 6,67$	Carga total Carga - deflexión puntual	$1,5 - 8$ mm/min Velocidad post pico de la cruceta menor de: $P_f = 0,4 P_{max}$ o $\delta_t = s/10$	Energía absorbida hasta el limite especificado en la columna previa	Carga máxima

^b Profundidad = d , espesor = b , luz = l , longitud total = s .

^c Se solicita el registro continuo de la respuesta carga-deflexión en todas las normas excepto en ASTM (se permite el uso de un medidor de reloj y un control discreto de la carga-deflexión)

^d Límite de deflexión del ensayo = δ_t , Límite de carga del ensayo = P_f .

^e CUR - Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (Países Bajos)

^f Hormigón simple con resistencia a la compresión en cubo de 40 MPa.

^g DBV - Deutschen Beton-Vereins (Asociación Alemana del Hormigón).

^h Hormigón reforzado con fibras de acero.

ⁱ EFNARC - Federación Europea de Asociaciones Nacionales de Contratistas Especializados y Proveedores de Materiales para la Industria de la Construcción.

^j Especificación para hormigón proyectado.

Como resultados del ensayo se obtienen la tensión de primera fisura (f_L) que representa la resistencia de la matriz, definida en función del valor máximo de la carga (F) hasta una CMOD de 50 micrones, y las tensiones residuales denominadas f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} y f_{R4} que son los valores de esfuerzos resistidos por el espécimen para aberturas CMOD de 0,5; 1,5; 2,5 y 3,5 mm respectivamente (Figura 2.10b). En el cálculo de estas tensiones residuales (f_{Rj}) se aplica la Ecuación 2.1, donde F_j es el valor de la carga, l es la luz libre entre apoyos, b el ancho del espécimen y h_{sp} la altura útil de la viga, que es igual a la altura total menos la profundidad de entalla.

$$f_{Rj} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.1)$$

Las tensiones residuales son indicativas de la capacidad residual de HRF. Particularmente la f_{R1} y f_{R3} han sido adoptadas en el Código Modelo de la *fib* (International Federation for Structural Concrete (*fib*), 2012) como parámetros clasificatorios del HRF.

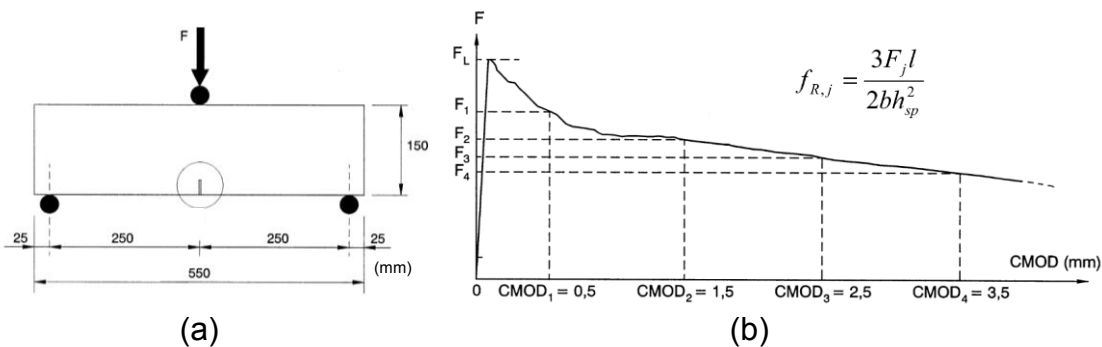


Figura 2.10 (a) Configuración y (b) curva Carga-Abertura de Fisura del ensayo de flexión con carga centrada EN14651.

2.2.3.2. Ensayo de flexión con carga a los tercios (ASTM C1609) (American Society for Testing and Materials, 2005)

Las dimensiones y configuración de ensayo recomendadas se observan en la Figura 2.11a. A diferencia del método anterior, en este caso la luz libre entre apoyos es 450 mm, y aunque la sección transversal del prisma también es cuadrada de 150x150 mm, a la probeta no se le practica entalladura. La muestra es cargada en la cara superior a través de rodillos de acero que distribuyen uniformemente la fuerza en todo el ancho del espécimen, pero en este caso las cargas se aplican en los tercios de la luz libre. Esta configuración garantiza que, en el tramo central, la viga se vea sometida estáticamente a flexión pura. Cabe notar que la norma ASTM C1609 también permite evaluar especímenes de menor tamaño empleando la misma configuración de cargas,

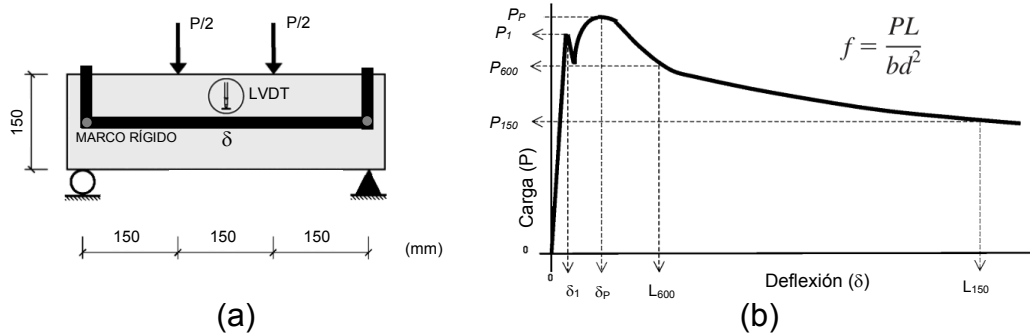


Figura 2.11 (a) Configuración y (b) curva Carga-Deflexión del ensayo de flexión con carga a los tercios ASTM 1609.

Tal como en el ensayo EN 14651, en esta prueba se requiere una máquina de control por lazo cerrado, pero aquí la variable de control es la deflexión neta (δ) en el tramo central. Para evitar los desplazamientos indeseados provenientes del sistema de carga y apoyos, la flecha se suele medir a través de transductores de desplazamiento lineal (LVDT) fijados en un marco rígido ubicado en el eje neutro de la viga como se esquematiza en la Figura 2.11a. El aumento de la deflexión debe ser constante, siendo L la luz libre entre apoyos, antes que la flecha alcance una magnitud de $L/600$, δ puede variar hasta en $0,1 \text{ mm/min}$, a partir de allí el incremento de δ debe ser como máximo $0,2 \text{ mm/min}$. Para una configuración como la de la Figura 2.11a, $L/600$ es igual a $0,75 \text{ mm}$.

Como se observa en la Figura 2.11b, los puntos característicos de la prueba son: P_P , que es la carga máxima; P_1 , carga de fisuración; P_{600} y P_{150} , las cargas a las deflexiones $L/600$ ($0,75 \text{ mm}$) y $L/150$ (3 mm). Con las cargas (P) P_P , P_{600} y P_{150} , en combinación de la luz libre (L), el ancho (b) y altura (d) de la viga, empleando la Ecuación 2.2, se determinan la tensión (f) f_{\max} , y las residuales f_{600} y f_{150} , que están asociadas respectivamente al desempeño del material en estado límite de servicio y en estado límite último.

$$f = \frac{PL}{bd^2} \quad (2.2)$$

2.2.3.3. Ensayo de paneles redondos cargados en el centro (ASTM C1550) (American Society for Testing and Materials, 2012)

El panel que se evalúa en este ensayo es circular, con un diámetro de 800 mm y espesor de 75 mm . Se apoya en tres puntos que se ubican a 375 mm del centro y separados de manera que los radios formados, tengan entre sí ángulos internos de 120° (Figura 2.12a). En este ensayo se requiere de una máquina de control por lazo cerrado y el pistón de aplicación de la carga debe ser con extremo hemisférico de radio 50 mm . Una vez dispuesta la probeta, se le aplica carga en el centro a la vez que se registra la deflexión en el mismo punto a través de un LVDT dispuesto en la parte inferior del espécimen. El descenso de la

máquina debe ser a una velocidad constante de $4,0 \pm 1,0$ mm/min y hasta un desplazamiento central de al menos 45,0 mm.

Finalizado el ensayo, el método contempla ajustar la curva Carga-Deflexión neta ($P-\delta$), para eliminar los desplazamientos espurios que aparecen al principio de la curva, luego usando la curva $P-\delta$ se debe calcular la absorción de energía entre el inicio de la carga y ciertas deflexiones especificadas. Para ello, como se muestra en la Figura 2.12b, se calcula área bajo la curva entre el origen y la flecha en cuestión. Típicamente interesa medir esta tenacidad hasta valores de δ iguales a 5, 10, 20 y/o 40 mm.

La(s) energía(s) medida(s) deben corregirse conforme a la Ecuación 2.3

$$W = W' \left(\frac{t_0}{t} \right)^\beta \left(\frac{d_0}{d} \right); \beta = 2,0 - \frac{(\delta - 0,5)}{80} \quad (2.3)$$

donde

W es la absorción de energía corregida,

W' es la absorción de energía medida, área bajo la curva Carga-Deflexión,

t es el espesor medido promedio, en mm,

t_0 es el espesor nominal de 75 mm,

d es el diámetro medido promedio, en mm,

d_0 es el diámetro nominal de 800 mm, y

δ es la deflexión hasta donde se determinó la energía absorbida, en mm.

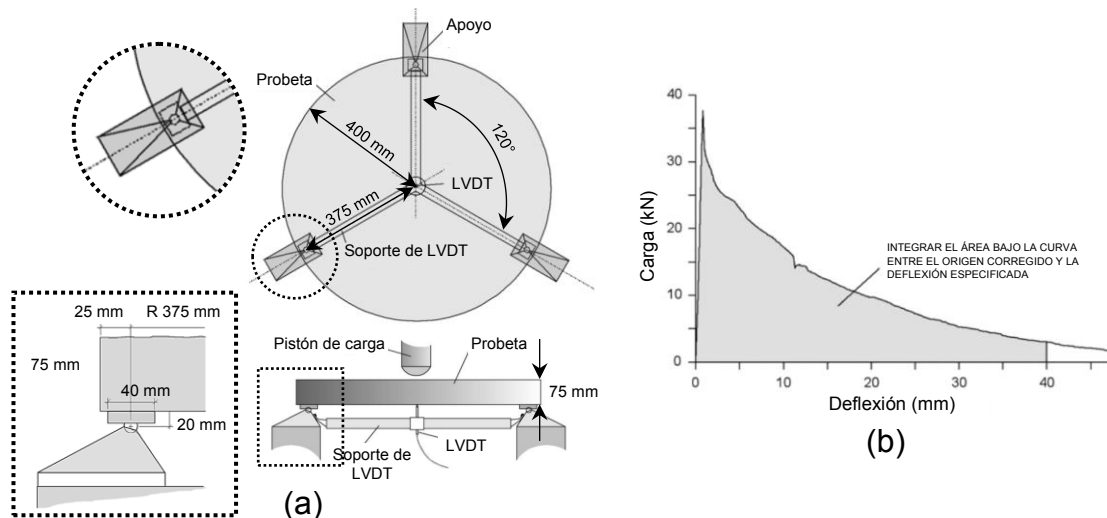


Figura 2.12 (a) Configuración y (b) curva Carga-Deflexión del ensayo de paneles redondos cargados en el centro ASTM C1550

2.2.3.4. Ensayo de paneles cuadrados cargados en el centro (BS EN14488) (Technical Committee B/570, 2006)

En este ensayo un panel cuadrado de 600 mm de lado y 100 mm de espesor se apoya en todo su perímetro con una luz libre de 500 mm en cada dirección. La cara de moldeo debe colocarse hacia arriba. Se aplica una carga

en el centro con un desplazamiento de $1,0 \pm 0,1$ mm/min sobre una placa cuadrada de acero de 100 mm de lado y se mide la flecha de la cara inferior del espécimen mediante un transductor tipo LVDT (Figura 2.13).

Al finalizar la prueba, se construye la curva Carga-Deflexión, como se observa en la Figura 2.13b y a través de la integración de esta última, se construye la curva Energía-Deflexión (Figura 2.13c). Los principales resultados del ensayo son la carga máxima (P_{max}) y la capacidad de absorción de energía (E_{25}), calculada a partir del área bajo la curva carga - flecha hasta 25 mm de flecha que es indicativa de la capacidad residual aportada por las fibras (ver Figura 2.13b).

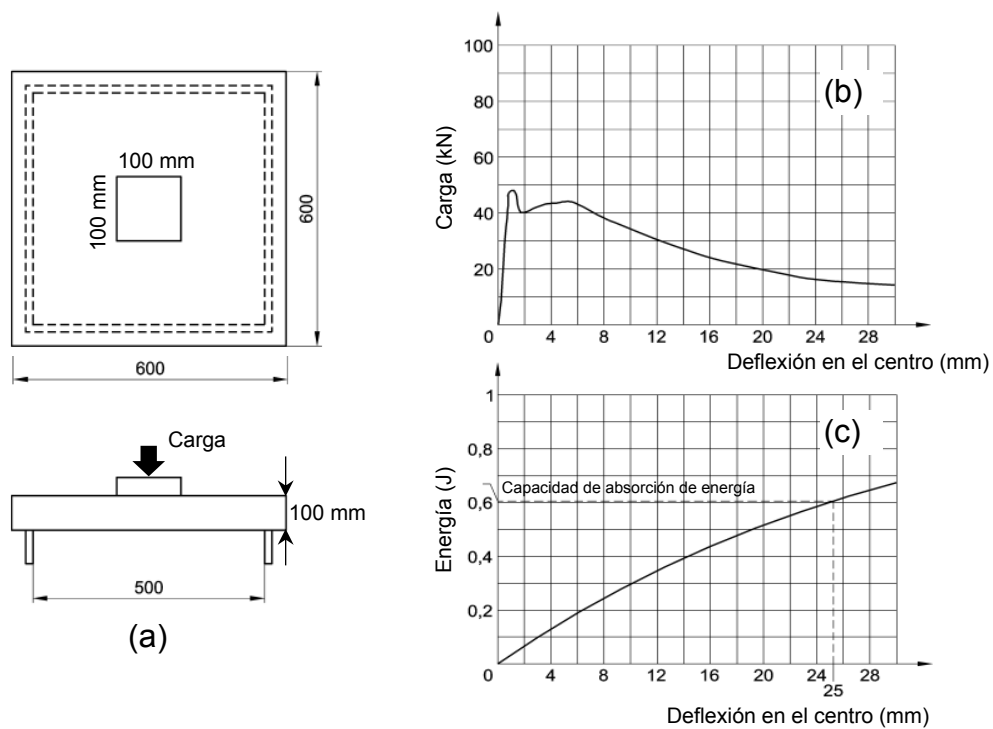


Figura 2.13 (a) Configuración, (b) curva Carga-Deflexión y (c) curva Energía-Deflexión del ensayo de paneles cuadrados cargados en el centro BS EN14488

2.2.3.5. Ensayo Barcelona (EN 83515) (Technical Committee AEN/CTN 83, 2010)

Este ensayo surgió como una alternativa para evaluar al HRF en casos en que no se cuenta con el equipamiento requerido para ejecutar las pruebas EN14651 y/o ASTM C1609 que, si bien son los procedimientos más utilizados globalmente, son ensayos con equipamiento de alto costo al que no tienen acceso muchos laboratorios. También es una alternativa atractiva para el control de calidad sistemático de obras.

Se pueden evaluar probetas cilíndricas (de diámetro y altura 150 mm), o cúbicas (de 150 mm de arista) que podrían provenir directamente del moldeo o ser cortadas de especímenes de mayor tamaño. La muestra se sitúa entre dos indentadores cilíndricos de acero de 37,5 mm de diámetro, posicionados en el centro de las caras superior e inferior como se muestra en la Figura 12.14a. De

ser posible, la probeta puede instrumentarse con una cadena extensométrica ubicada a media altura para medir las deformaciones circunferenciales.

Al aplicar la carga, el desplazamiento del cabezal de la prensa debe ser a una tasa de $0,5 \pm 0,05$ mm/min, hasta que alcance 6 mm. Luego de esto, se debe construir la curva Carga-Deformación circunferencial, e integrando la misma, generar la curva Energía-Deformación circunferencial (Figura 12.4b). Por lo general las probetas fallan como se presenta en la Figura 12.4c, con tres fisuras radiales; el proceso incluye 3 fases: en la primera, los esfuerzos son resistidos íntegramente por la matriz; en la segunda, que inicia posterior a la carga máxima, se forman las fisuras principales y dos conos bajo los indentadores; en la fase final, ocurre el desplazamiento de los conos y es cuando las fibras benefician la capacidad residual del material.

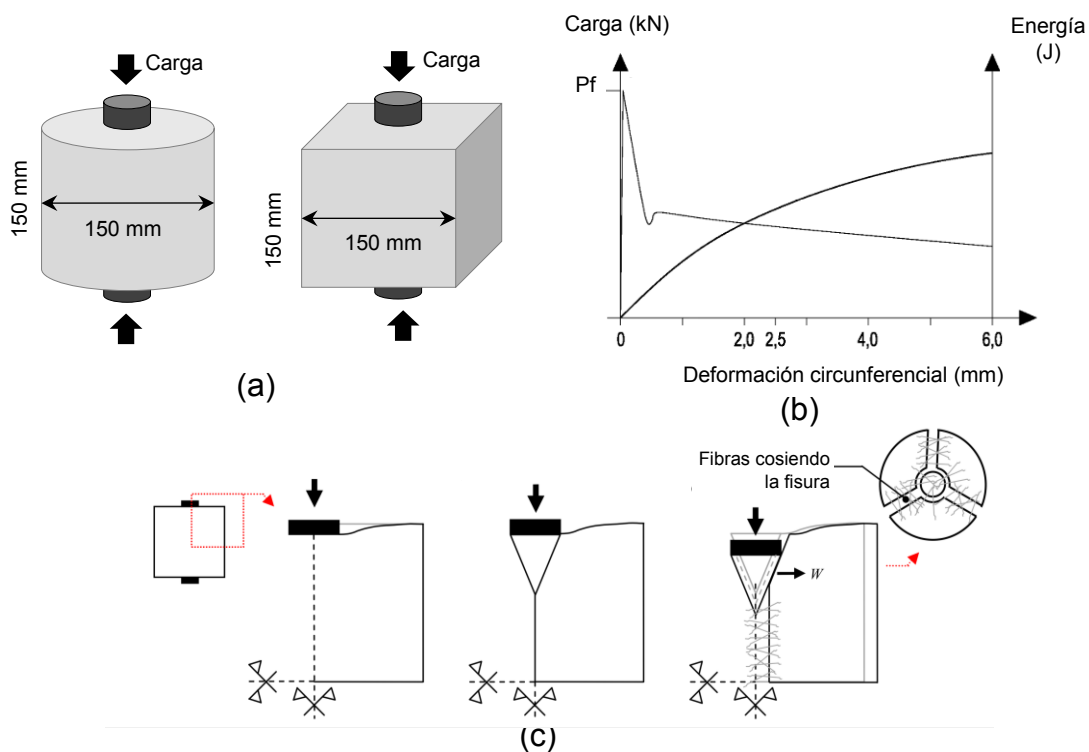


Figura 2.14 (a) Configuración, (b) curvas Carga-Deformación circunferencial y Energía- Deformación circunferencial y (c) modo de falla del ensayo Barcelona (Pujadas et al., 2013; Zerbino, 2022)

Los resultados y parámetros de caracterización que se obtienen del ensayo son la carga y tensión de fisuración (P_f , f_f); las cargas y tensiones residuales para las deformaciones circunferenciales de 2 mm, 2,5 mm, 4 mm y 6 mm (P_2 , f_2 , $P_{2,5}$, $f_{2,5}$, P_4 , f_4 , P_6 , f_6); y energías acumuladas en los mismos instantes. Para determinar las tensiones residuales (f_i) se emplea la Ecuación 2.4, donde (P_i) es la carga, en N, correspondiente a una deformación circunferencial, (a) es el diámetro de los indentadores, en mm, y (H) es la altura de la probeta, también en mm.

$$f_i = \frac{4 P_i}{9 \pi a H} \quad (2.4)$$

A partir de un estudio reciente (Galeote et al., 2017), en que se demostró la correlación de parámetros de ensayos estáticos con los del ensayo Barcelona, se ha permitido no usar la cadena extensométrica, por lo tanto no analizar las deformaciones circunferenciales. Estos resultados se pueden obtener a partir del desplazamiento del cabezal.

2.2.4. Clasificación del HRF según *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012)

La Federación Internacional del Hormigón (*fib* por sus siglas en francés) desempeña una labor pionera en la codificación. Con el objetivo de servir de base para futuras normativas, en 1978, 1990 y 2010 presentaron Códigos Modelos en que se compilaron los nuevos desarrollos e ideas respecto a las estructuras y materiales de construcción. El *fib* Model Code 2010 se considera un avance significativo, debido a que incorpora, por primera vez, herramientas para el diseño estructural con HRF. Entre otros aspectos, el documento propone el criterio de clasificación del HRF que actualmente resulta el más aceptado.

Pero antes de explicar la clasificación, es necesario analizar las posibles respuestas que puede presentar este material en estado fisurado, para ello haremos uso de la Figura 2.15, adaptada del Código Modelo. En cada columna de esta imagen se presenta el desempeño del HRF en un ensayo distinto, en la columna de la izquierda se ubica el ensayo de tracción directa, en el centro el ensayo de tracción por flexión de vigas y en la derecha está el ensayo de tracción por flexión de paneles. Nótese que en cada uno de los ensayos el material podría tomar dos respuestas post pico: *ablandamiento*, que es cuando las cargas soportadas por la pieza después de la fisura son de menor magnitud que la presentada en la fractura; o *endurecimiento*, cuando la muestra luego de fisurada es capaz de sobrellevar cargas mayores. El *ablandamiento* frecuentemente está asociado a la rápida localización de alguna fisura, mientras que el *endurecimiento* es posible gracias a la fisuración múltiple de la pieza.

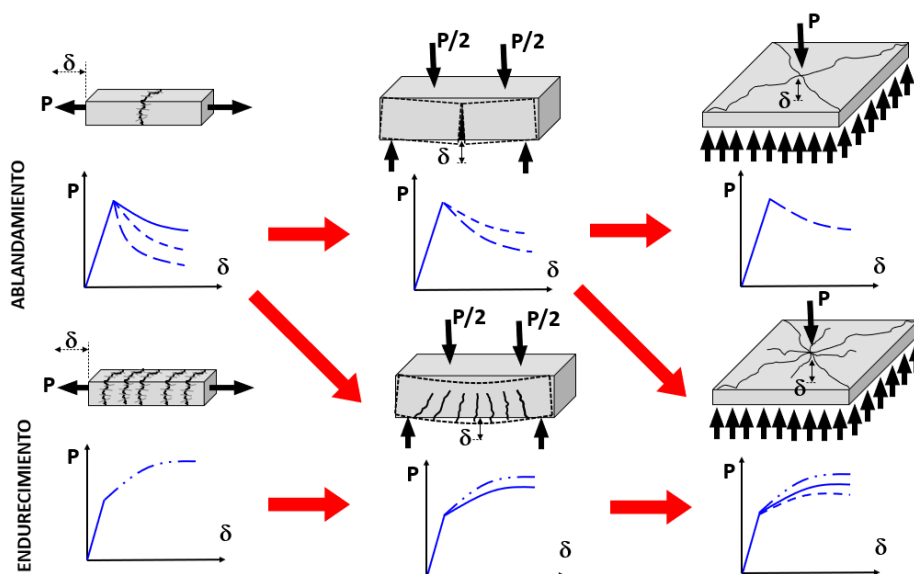


Figura 2.15 Posibles respuestas del HRF. Adaptado de (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012)

Lo más relevante que muestra la Figura 2.15 es que, a pesar de que en algún ensayo el HRF presente ablandamiento, podría suceder que en otro tipo de prueba se observe endurecimiento. Eso está representado en la imagen por las flechas rojas, lo cual devela el complejo comportamiento del HRF y sugiere poca predictibilidad de su mecanismo de falla. Por tal motivo no es posible la respuesta del material solo en base a las características de su matriz y/o al tipo y dosis de fibra que contenga, ya que depende del método de ensayo.

El *fib* Model Code 2010 propone un método de caracterización en base a la resistencia residual del material ensayado en flexión según la norma EN 14651 (ver Sección 2.2.3.1). La clasificación consta de dos elementos: un número, que se establece a partir del valor característico de la tensión residual f_{R1k} ; y una letra, elegida en base a la relación de tensiones residuales f_{R3k}/f_{R1k} . El número de la clasificación puede tomar los siguientes valores (en MPa): 1; 1,5; 2; 2,5; 3; 4; 5; 6; 7; 8, etc. y debe elegirse el que esté inmediatamente inferior al valor de f_{R1k} . La letra de la clasificación, será “a” si la relación de tensiones está entre 0,5 y 0,7(inclusive); “b” si dicha relación se encuentra entre 0,7 y 0,9 (inclusive), “c” si la fracción está entre 0,9 y 1,1 (inclusive); “d” para valores entre 1,1 y 1,3 (inclusive) y será “e” si f_{R3k}/f_{R1k} es mayor a 1,3. En la Figura 2.16 se presenta un ejemplo de clasificación.

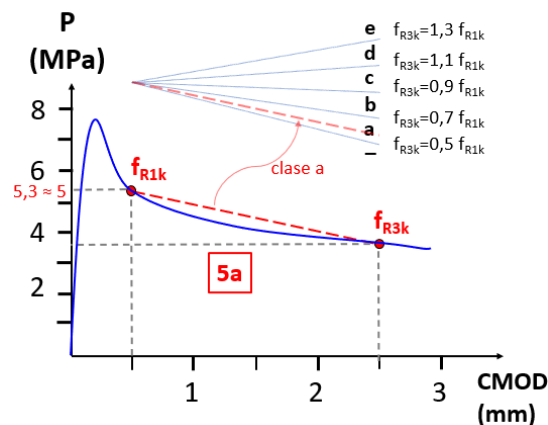


Figura 2.16 Clasificación de un HRF según el *fib* Model Code 2010

Además de la simpleza de este sistema clasificatorio, una de sus bondades es que define una tensión representativa de los esfuerzos que soportaría el HRF en servicio (f_{R1k}) y otra de la resistencia residual del compuesto en situación de estado límite último (f_{R3k}). Por otra parte, la relación entre ambas tensiones proporciona una idea del comportamiento post pico, si es de ablandamiento, endurecimiento o intermedio.

Se ha planteado que una de las limitaciones de esta clasificación es su dependencia del ensayo de flexión EN 14651, que impediría caracterizar al material si fuere evaluado con otro tipo de ensayos, como los descritos en secciones anteriores. Pero debe decirse que existen curvas, tablas y ecuaciones, como las publicadas por Conforti et al (Conforti et al., 2018) en que se relacionan los parámetros del ensayo EN 14651 con los de otras pruebas, lo que permite estimar con facilidad el f_{R1k} y el f_{R3k} .

2.2.5. HRF en estructuras sometidas a impacto

Debido a las ventajas que representa el uso de fibras en el hormigón, tanto desde el punto de vista constructivo, económico y mecánico, su popularidad va en ascenso y su implementación se ha vuelto casi obligatoria en muchas aplicaciones. Entre las ventajas que brindan las fibras resaltan la facilidad para incorporarlas a la masa del hormigón, la reducción de los tiempos de obra, debido a que en ciertos casos permiten bajar las cuantías de acero, y según el tipo de fibra, grandes beneficios al hormigón en estado fresco y endurecido.

Según Zerbino (Zerbino, 2020), el HRF resulta particularmente eficiente en estructuras con alto grado de redundancia estructural, razón por la que se le implementa ampliamente en la construcción y refuerzo de: pavimentos y pisos industriales. Sin embargo, su aplicación también abarca la industria del premoldeado, la tunelería, la estabilización y contención de suelos, entre otras. En un gran número de estructuras, el HRF se ve sometido a cargas dinámicas de tipo impacto, y es su buen desempeño ante este tipo de solicitaciones lo que le ha dado un lugar privilegiado dentro de la industria de la construcción.

En la excavación de *túneles*, tradicionalmente se implementaron mallas o entramados de barras de acero en combinación de hormigón proyectado convencional (HC) para lograr el sostenimiento primario; como se ve en la Figura 2.17, esta solución generaba vacíos (sombas) detrás de la pared de hormigón, que eran desfavorables para la estructura frente a la relajación del suelo, pero también, dada la baja capacidad postfisuración del HC, cuando se presentaban desprendimientos súbitos de terreno, el impacto desintegraba parcialmente la pared y traía consigo muchos conflictos (Sika, 2000). Para resolver esta situación, se comenzó a emplear HRF proyectado directamente sobre la excavación, sin malla de refuerzo. La solución ha sido muy eficiente, ya que, por una parte, evita los espacios vacíos tras muro y por otra, debido a la buena performance del HRF en impacto, los colapsos se inhibieron (Rey, 2020). Un caso similar al de los túneles ocurre en otras obras de contención de suelos.

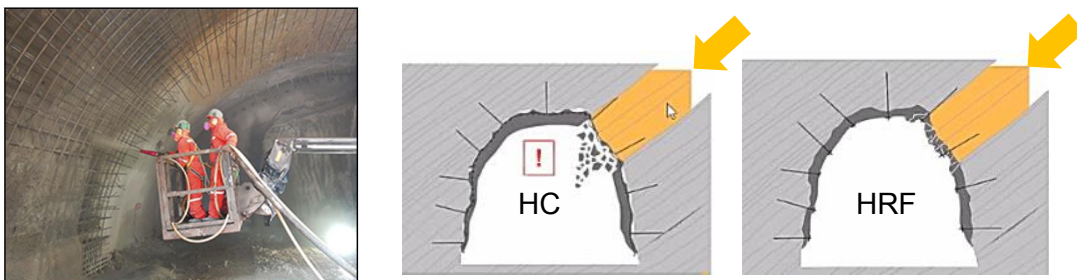


Figura 2.17 Sostenimiento primario de túneles con hormigón convencional (HC) y con hormigón reforzado con fibras (HRF) Adaptado de (Rey, 2020)

Los *pisos de naves industriales*, también son elementos de hormigón típicamente sometidos a impacto, durante el tiempo de construcción del galpón y en el tiempo en servicio de la obra. En principio las fibras en este tipo de obras se emplearon con fines de aumentar el espaciamiento entre juntas y entre otros aspectos, reducir los efectos de la contracción del hormigón; sin embargo, el

buen desempeño en impacto de los HRF lo han hecho apto para estas estructuras . En la Figura 2.18 se muestra el piso de un depósito para almacenamiento de grandes bobinas de acero (15 ton), construido con un hormigón que contiene fibras (Pombo et al., 2020). En este caso, la estructura del piso se apoyó sobre sobre una subbase de baja capacidad portante. La incorporación de fibras permitió mejorar la performance de la losa respecto a una previa que fue construida con hormigón simple. Debido al efecto de las fibras fue posible reducir el espesor de la losa y lograr deformaciones sin la aparición de grandes aberturas de fisuras



Figura 2.18 Depósito para almacenamiento de grandes bobinas de acero (15 ton), construido con un hormigón con fibras sobre sobre una subbase de baja capacidad portante (Pombo et al., 2020)

Como es bien sabido, los ataques militares y terroristas se han incrementado en los últimos años. Esto también ha sido un problema de nuestro país, Argentina, donde en los años 90's la Asociación Mutual Israelita Argentina recibió un atentado con coche bomba. Los *cerramientos y estructuras de defensa*, como los bunkers, bóvedas, etc. son estructuras que potencialmente se ven sometidas a impactos y explosiones, y el uso de HRF ha sido una solución idónea (Štoller y Zezulova, 2017)

Los *elementos viales*, que incluyen la calzada, defensas laterales y centrales, pilas de puentes, etc. también son objetos frecuentes de impactos, debido a la colisión de vehículos en tránsito, en particular los pavimentos se ven sometidos a impactos repetidos de baja velocidad pero de carga variable, por eso una solución adoptada ha sido el uso de HRF en su construcción y reparación (Isla et al., 2015; Miguez Passada et al., 2013). Las *pistas aéreas*, especialmente en el aterrizaje también reciben cargas rápidas de gran magnitud, que podrían considerarse un impacto.

2.3. Impacto en hormigón

Los impactos son sollicitaciones dinámicas de corta duración e intensidad elevada, generadas por el choque entre dos cuerpos. En la mayoría de las estructuras, este tipo de cargas presentan una baja probabilidad de ocurrencia, pero su efecto podría llegar a ser catastrófico (Baeră et al., 2016; Goicolea,

2000). Según Wong (Wong, 2005) un impacto se puede clasificar en: impacto de partículas, de cuerpo rígido e impacto transversal en cuerpos flexibles.

El *impacto de partículas* es realmente una aproximación analítica que considera solo la componente normal de la fuerza impulsiva, sin especificar el origen de esta. Puede proporcionar una solución muy simple considerando las leyes de conservación de momento y restitución.

En un *impacto de cuerpo rígido* el área de contacto entre los objetos es relativamente pequeña y los esfuerzos generados decrecen rápidamente al alejarse de la zona de contacto. Además de la cinemática, en este tipo de impacto se puede determinar la evolución en el tiempo de la fuerza, mediante varias leyes de contacto. Los modelos que representan el impacto de cuerpo rígido se basan en el método de la viga masiva y en el de masa efectiva.

El *impacto transversal sobre cuerpos flexibles*, se produce si uno de los cuerpos sufre flexión como consecuencia de la colisión. La flexión reduce la fuerza de impacto a medida que se reduce la "rigidez" de la zona de impacto. En este caso pueden ocurrir impactos posteriores (rebotes) debido a la vibración inducida. Para analizar este tipo de impacto se emplea el modelo de vibración de la viga.

El análisis de las cargas en un impacto es considerablemente diferente del análisis de una estructura sujeta a cargas estáticas. Hay factores adicionales que deben tenerse en cuenta, como la velocidad y la duración de la carga, así como el tiempo de respuesta de la estructura (Musselman, 2007). El fenómeno del impacto resulta de alta complejidad, y para su comprensión no solo deben analizarse los factores involucrados de forma individual, sino también la superposición de sus efectos.

A continuación, se resumen las variables más influyentes en los impactos sobre estructuras de hormigón. En este análisis se hará uso de la Figura 2.19, en que se diagrama de forma simplificada la colisión entre dos cuerpos. En este modelo, los objetos poseen masas: m_1 , m_2 y rigideces: R_1 , R_2 , respectivamente.

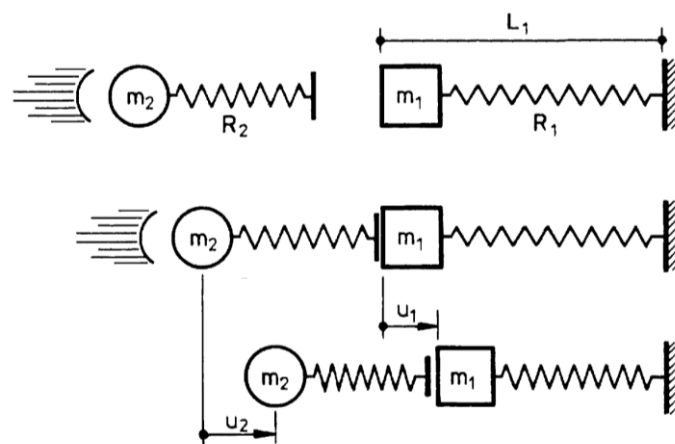


Figura 2.19 Diagrama de una colisión entre dos cuerpos de masa (m_1 , m_2) y rigidez (R_1 , R_2). Adaptado de (Comite Euro-Internacional du Beton, 1988)

En la Figura 2.19 se grafican tres instantes del fenómeno. En la parte superior se observa un momento *previo al impacto*, en que m_1 , que es el objeto

impactado (u objetivo) se encuentra en reposo y anclado a tierra; mientras que m_2 , que es el cuerpo que impacta (o proyectil) se desplaza en dirección al anterior. El esquema central representa el *instante en que entran en contacto* ambos cuerpos. En la parte inferior de la Figura se observan los *efectos del choque*, evidenciados por la deformación de ambos objetos; las deformaciones post impacto sufridas por los cuerpos m_1 y m_2 son respectivamente u_1 y u_2 .

En la literatura es usual encontrar modelos como el de la Figura 2.19, sin embargo, en cada caso se establecen condiciones de borde en base a las particularidades del mismo. Según Daudeville y Malécot (Daudeville y Malécot, 2011), la práctica general es que ambos resortes tengan relaciones fuerza-deformación no lineales; pero Wong (Wong, 2005), al idealizar una viga de hormigón simplemente apoyada impactada por un proyectil de acero, en la cara superior, en el centro de la luz libre, asumió un resorte no lineal para el proyectil y uno lineal para el espécimen. En otro modelo, este mismo autor, en aras de considerar la disipación de energía de la estructura, idealizó la muestra con un resorte lineal más un amortiguador viscoso. Fujikake et al. (Fujikake et al., 2010) en la modelación de una prueba similar, también consideró este amortiguamiento en el contacto viga-proyectil.

a. Efecto de la *velocidad de los cuerpos* en el impacto: debe aclararse que no en todos los impactos uno de los cuerpos se encuentra en reposo, en muchos ejemplos, como la colisión de vehículos o el choque de bolas de billar, puede ocurrir que ambos cuerpos estén en movimiento antes del encuentro. El modelo elegido (Figura 2.19), en el cual uno de los dos cuerpos tiene velocidad cero, es el caso más común de impacto en estructuras; ya que por lo general las edificaciones, que se encuentran en reposo, son colisionadas por un proyectil en movimiento.

Por lo tanto, los efectos del impacto sobre la estructura dependen ampliamente de la velocidad del proyectil. De este modo, los impactos se clasifican de la siguiente manera: se denomina impacto de *baja velocidad*, cuando el móvil se desplaza a una velocidad inferior a 50 m/s, en este tipo se choques se suelen producir efectos elásticos o deformaciones plásticas localizadas. Los impactos de *velocidad media*, son aquellos en que la velocidad del proyectil se encuentra entre 50 y 500 m/s y en estos se suele producir una deformación plástica generalizada. Se considera impacto de *velocidad alta* si la velocidad es mayor a 500 m/s e inferior a 2000 m/s, en este tipo de impacto la resistencia viscosa del material aún tiene importancia. Finalmente, en impactos de hipervelocidad, la velocidad del proyectil es mayor a 2000 m/s y el material puede considerarse como un fluido hidrodinámico (Goicolea, 2000).

b. Efecto de la *relación entre masas* en el impacto: en una colisión, la proporción de las masas que chocan se considera crucial, para una misma velocidad de impacto, se pueden identificar tres situaciones distintas: (a) que la masa del objetivo (m_1) sea mucho menor que la del proyectil (m_2): $m_1/m_2 < 1$, (b) que los cuerpos que chocan sean de masa aproximadamente igual: $m_1/m_2 \approx 1$; y

(c) que m_1 sea mucho mayor que m_2 : $m_1/m_2 > 1$; el caso “a” rara vez se cumple en colisiones estructurales reales; el segundo caso propicia un efecto global en el objetivo cuando el impacto es de velocidad baja o media; y, en las mismas condiciones, el caso “c” por lo general provoca efectos locales en el objeto impactado (Baeră et al., 2016).

Como se observa en la Figura 2.20a, estos efectos locales podrían ser: la penetración parcial del proyectil acompañado de desprendimientos de fragmentos en la cara del impacto (*spalling*), la penetración parcial del proyectil en que además del *spalling* se presenten desprendimientos en la cara posterior del objetivo (*scabbing*); y la penetración total (o perforación), en que frecuentemente se presentan tanto *spalling* como *scabbing*. En la Figura 2.20b se observa un esquema de la respuesta global del objetivo, evidenciado, en este caso, por la rotación y deflexión de la viga impactada.

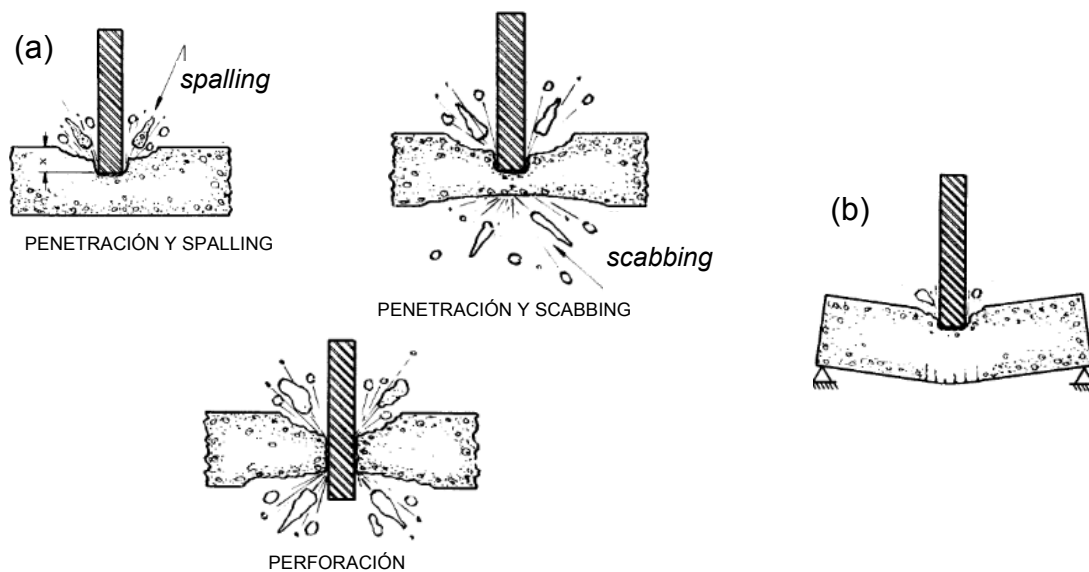


Figura 2.20 Efectos (a) locales y (b) global del impacto de un proyectil sobre el objetivo. (Kennedy, 1976)

c. Efecto de la rigidez de los cuerpos en la respuesta al impacto: en un modelo como el mostrado en la Figura 2.19, en cualquier instante posterior al impacto, el sistema estaría gobernado por las siguientes ecuaciones (Comite Euro-Internacional du Beton, 1988; Daudeville y Malécot, 2011):

$$m_2 \ddot{u}_2(t) + R_2 [u_2(t) - u_1(t)] = 0 \quad (2.5)$$

$$m_1 \ddot{u}_1(t) - R_2 [u_2(t) - u_1(t)] + R_1 u_1(t) = 0 \quad (2.6)$$

donde:

m_1 y m_2 son las masas del objetivo y el proyectil respectivamente,

R_1 y R_2 son las rigideces del objetivo y el proyectil respectivamente,

$u_1(t)$ y $u_2(t)$ son las deformaciones axiales del objetivo y el proyectil, respectivamente, en un tiempo t , y

$\ddot{u}_1(t)$ y $\ddot{u}_2(t)$ son las aceleraciones a las que se deforman el objetivo y el proyectil en el instante t .

Nótese que, al igual que en el caso estático, la deformación y distribución de fuerzas del sistema en un impacto estructural, dependen, en parte, de la rigidez de la estructura impactada (objetivo) (R_1) y del proyectil (R_2).

Cuando la velocidad del móvil es baja o media, si el proyectil fuere mucho más rígido que el cuerpo impactado ($R_2 > R_1$) las mayores deformaciones usualmente se presentarían en el objetivo ($u_1 > u_2$) y en este caso, el impacto se denominaría “impacto duro” y (Figura 2.21a). Si la mayor rigidez la tuviera el cuerpo que recibe el impacto ($R_1 > R_2$) las mayores deformaciones probablemente ocurrirían en el proyectil ($u_2 > u_1$) y el fenómeno se clasificaría como “impacto blando” (Figura 2.21b).

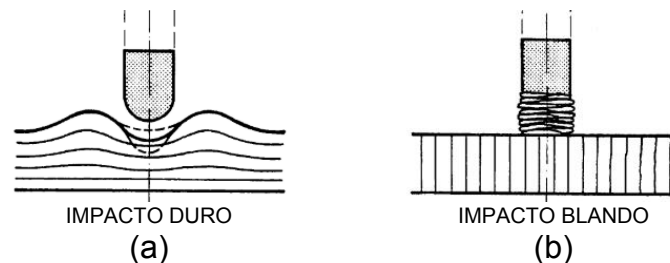


Figura 2.21 Impacto (a) rígido y (b) blando (Comite Euro-Internacional du Beton, 1988)

d. Hay otros factores que también tienen efecto sobre la respuesta post-impacto de un material, uno de ellos es la *configuración geométrica* de la colisión. Esta no solo tiene que ver con la forma del objetivo, sino con su vinculación a tierra, los grados de libertad, su relación con otros elementos y la posición respecto al proyectil. La configuración geométrica puede influir en la distribución de cargas sobre el elemento impactado, en consecuencia, variar la distribución de esfuerzos y definir el tipo de falla predominante.

Otro factor comprende *las inercias del proyectil y el objetivo*, en cierto sentido este efecto se encuentra relacionado e implícito en algunos de los factores ya presentados, pero vale la pena mencionarlo, porque especialmente en pruebas instrumentadas las inercias del proyectil y del objetivo afectan significativamente la magnitud de las cargas medidas, a tal punto que en muchos casos es necesario realizar alguna preparación especial del ensayo o llevar a cabo correcciones. Este aspecto será ampliado en la Sección 2.3.3.

La forma de la punta del proyectil (Tup) también afecta la respuesta del material, ya que, en cierto sentido, define el modo de transmisión de la carga. Las diferentes cabezas de los impactores conducen a áreas de contacto diferentes, lo que afecta la rigidez del contacto y, por lo tanto, la fuerza del impacto. (Pham et al., 2021). En ensayos de impacto balístico de misiles sobre hormigón, se ha demostrado que los parámetros de mayor influencia son el diámetro y forma de la nariz (Comite Euro-Internacional du Beton, 1988). En pruebas de caída libre

sobre vigas de hormigón armado se observó que, si bien las distintas narices tienen un efecto muy limitado sobre la deflexión del espécimen, la cabeza plana induce a una mayor fuerza de impacto. Las distintas narices también provocan diferentes daños, se observó un daño más severo en la zona de contacto con el impactor hemisférico, mientras que el de cabeza plana causó más daño en la zona opuesta al impacto, es decir, la zona inferior del espécimen (Huawei Li et al., 2019).

2.3.1. Velocidad de deformación del material y su vinculación con las propiedades mecánicas

En la introducción de esta Sección se resumieron los aspectos de mayor influencia en la respuesta de un objeto sometido a impacto. Entre ellos se destacó la velocidad del proyectil. La combinación de todos esos factores produce una deformación del objetivo, cuya magnitud fue denominada u_1 . Por tratarse de un ensayo dinámico, donde la carga es variable en el tiempo, u_1 también experimenta variaciones en cada instante, a esto se le denomina tasa de deformación o velocidad de deformación del objetivo. Para llegar a una expresión matemática de esta última, es necesario volver a la Figura 2.19. A partir de allí, por definición, la deformación unitaria del objeto impactado (ε_1) es el cambio de longitud (u_1) experimentado hasta cualquier instante de tiempo, respecto a su longitud inicial (L_1), quedando una expresión de ε_1 como se muestra en la Ecuación 2.7. Luego, la velocidad de deformación del objeto impactado ($\dot{\varepsilon}_1$) queda definida como la derivada en el tiempo de la ε_1 , en el lapso del impacto, tal como se muestra en la Ecuación 2.8. A modo de ejemplo, en la Tabla 2.3 se muestran los órdenes de velocidades de deformación presentes en varios eventos de cargas dinámicas.

$$\varepsilon_1 = \frac{u_1}{L_1} \quad (2.7)$$

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{d\varepsilon_1}{dt} \quad (2.8)$$

Tabla 2.3 Velocidad de deformación en estructuras de hormigón en distintos eventos dinámicos (Comite Euro-Internacional du Beton, 1988)

Evento	Velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}$ (s ⁻¹)
Colisión vehicular	$10^{-6} - 10^{-4}$
Explosión de gas	$5 \cdot 10^{-5} - 5 \cdot 10^{-4}$
Terremotos	$5 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-1}$
Hincado de pilotes	$10^{-2} - 10^0$
Aterrizaje de aeronaves	$5 \cdot 10^{-2} - 2 \cdot 10^{-0}$
Impactos duros	$10^0 - 5 \cdot 10^1$
Impactos a hipervelocidades	$10^2 - 10^6$

En la Figura 2.22, se muestran las curvas ε -t obtenidas en el centro de la armadura longitudinal de vigas idénticas, a partir de ensayos de flexión estática, de impacto por caída libre de un proyectil y en pruebas de explosión en un tubo de choque (Lee et al., 2018); en las pruebas estáticas, que se realizaron con una tasa de carga de 0,02 mm/s y se determinó que las tasas de deformación fueron del orden de 10^{-6} a 10^{-5} s^{-1} , en las pruebas de impacto, con velocidades de caída del proyectil (masa = 300 kg) de 3,43; 4,2 y 4,85 m/s, las tasas de deformación registradas estuvieron entre 10^{-1} y 10^2 s^{-1} , y en los ensayos de explosión, con duración promedio de la fase positiva de 23 ms, se presentaron valores de $\dot{\varepsilon}$ entre 10^{-1} y 10^1 s^{-1} .

Los distintos tipos de impactos resumidos en el inciso 2.3a, producen diferentes magnitudes de velocidad de deformación en los materiales.

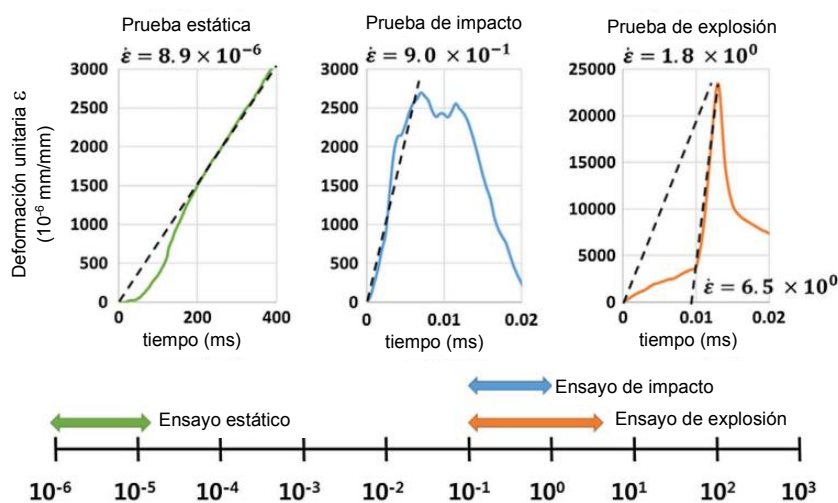


Figura 2.22 Curvas deformación versus tiempo y rango de velocidades de deformación en función del tipo de carga dinámica (Lee et al., 2018)

Considerar el efecto de la velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}_1$) en el estudio de los materiales es fundamental, ya que las propiedades son muy sensibles a la tasa de deformación que estos experimentan. Un comportamiento de los materiales en general es que, cuando experimentan mayor velocidad de deformación, los mismos resisten mayores esfuerzos. Por ejemplo, en velocidades como las producidas por impacto o explosiones, para el acero corriente empleado en armaduras, la resistencia puede aumentar hasta un 50 %, respecto al caso estático; el incremento es más del 100 % para hormigón convencional bajo cargas de compresión y hasta un 600 % para un hormigón convencional sometido a tracción. Los resultados experimentales disponibles (Yang et al., 2018) también muestran que las propiedades mecánicas de los HRF también son muy sensibles a la velocidad de deformación.

Normalmente, para caracterizar el efecto de la velocidad de deformación, se utiliza el factor de incremento dinámico (DIF) que es la relación entre la propiedad dinámica y la estática del material. Esta amplificación es particular en

cada tipo de sollicitación y suele identificarse con una letra prefijo como sigue: factor de incremento dinámico en compresión (CDIF), DIF en tracción directa (TDIF) y CIF en flexión (FDIF). En la Figura 2.23a se muestra una nube de resultados a partir de la cual se construyen las curvas típicas de DIF versus velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$), en este caso en base a pruebas de compresión; mientras que en las Figura 2.23b y Figura 2.23c se presentan respectivamente curvas DIF- $\dot{\epsilon}$, para distintas sollicitaciones, sobre hormigones simples y reforzados con fibras. Nótese que en todos los casos el incremento de la resistencia es mayor ante esfuerzos de tracción que ante cargas de compresión, mientras que en el caso de flexión, donde el material está sometido en una parte a tensiones de tracción y en otra a compresión, los incrementos resultan intermedios. Aunque en el caso de los HRF el comportamiento tiende más a lo presentado en el caso de tracción directa.

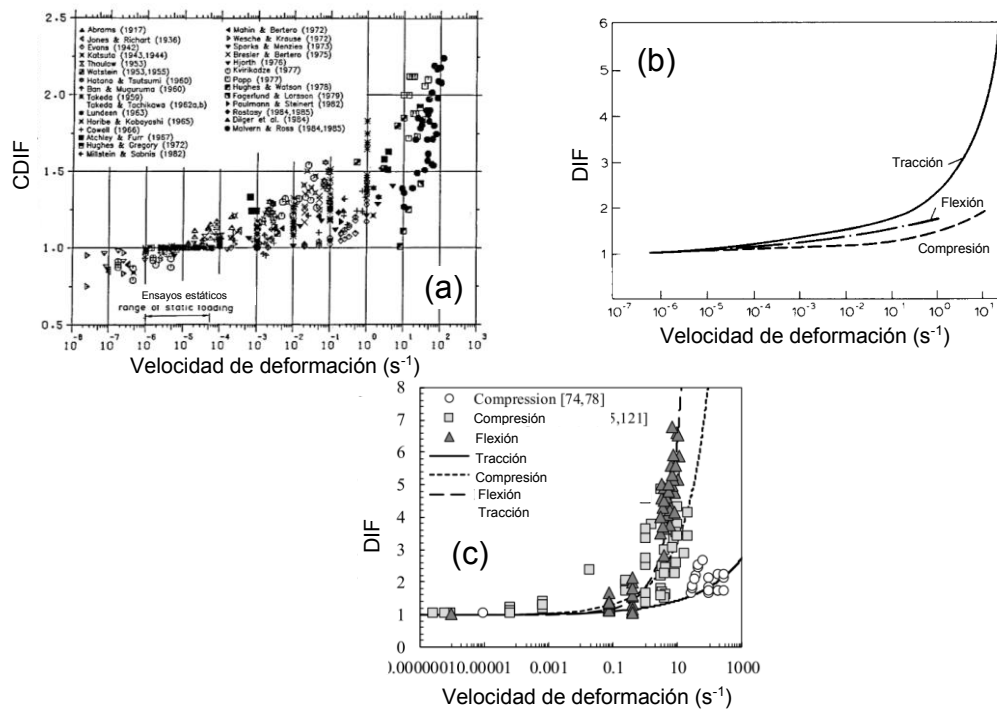


Figura 2.23 (a) CDIF (Bischoff y Perry, 1991) y (b) DIF en flexión, tracción y compresión (Suaris y Shah, 1982) de hormigones simples.(c) DIF en HRF (Yoo y Banthia, 2019)

A partir de curvas como las mostradas en la Figura 2.23, muchos investigadores han propuesto modelos empíricos de predicción de los DIF. Yoo y Banthia (Yoo y Banthia, 2019) resumieron ampliamente los principales modelos presentados hasta la fecha y afirman que los más aceptados son los propuestos en el CEB-FIP Model Code 1990 para compresión y tracción, cuyas expresiones se muestran en las Ecuaciones 2.9 y 2.10 respectivamente.

$$CDIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,026\alpha} \quad \text{si } \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \text{ y } CDIF = \gamma_s \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \quad \text{si } \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \quad (2.9)$$

donde:

$\dot{\epsilon}$ = velocidad de deformación (hasta 300/s),

$\dot{\epsilon}_s$ = velocidad de deformación estática ($30 \cdot 10^{-6}$ /s),

$\alpha = \frac{1}{5+9 f_s/10}$, f_s es la resistencia a compresión estática, y

$\log \gamma_s = 6,156\alpha - 2$

$$\text{CDIF} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,016\alpha} \quad \text{si } \dot{\epsilon} \leq 30\text{s}^{-1} \quad \text{y} \quad \text{CDIF} = \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \quad \text{si } \dot{\epsilon} > 30\text{s}^{-1} \quad (2.10)$$

donde:

$\alpha = \frac{1}{5+6 f_s/10}$, y

$\log \beta = 7,11\alpha - 2,33$

2.3.2. Tipos de ensayos de impacto

Como se muestra en la Tabla 2.3, las velocidades de deformación producidas en distintos eventos dinámicos podrían variar aproximadamente entre 10^{-6} y 10^6 s^{-1} . Este rango es muy amplio y no existe una prueba hábil para cubrirlo completamente. Por tal motivo, en las últimas décadas una gran cantidad de ensayos se han diseñado y adaptado para evaluar compuestos a base de cemento portland reforzados con fibras frente a cargas dinámicas. A continuación, se presentan los ensayos de impacto empleados.

Según Kim et al (Kim et al., 2011), los ensayos de impacto para HRF pueden dividirse en cuatro grupos. Los primeros están *basados en energía potencial*, donde la energía proviene de proyectiles de masa relativamente grande, movilizadas por la acción de la gravedad y que alcanzan velocidades relativamente bajas. Ejemplos de esta clase de ensayo son el péndulo oscilante tipo Charpy (Banthia et al., 1996; Edgington, 1973; Hibbert, 1979), la prueba de impacto por caída libre de peso sobre esfera (ACI Committee 544, 1999; Ramesh et al., 2013) y la caída de un proyectil directamente sobre una probeta (X. X. Zhang et al., 2008). Luego aparecen métodos *basados en energía cinética*, donde proyectiles de masa relativamente pequeña impactan la probeta a gran velocidad, como ensayos de impacto balístico y con otro tipo de proyectiles (Fang y Wu, 2017; Pontiroli et al., 2014; H. Wu et al., 2015). Los ensayos de arrancamiento de fibras en impacto (Bindiganavile y Banthia, 2001) también han sido clasificados en este grupo. En tercer y cuarto lugar están los ensayos ejecutados *con máquinas hidráulicas servo-controladas* que deforman los especímenes a altas velocidades constantes y aquellos en que el método se basa en la *propagación de ondas de esfuerzos*, tal es el caso del ensayo de la barra de presión de Split-Hopkinson (Riisgaard et al., 2007; Zhiliang Wang et al., 2011) en que una onda de esfuerzo es generada y propagada a través de una larga barra de acero que impacta al espécimen.

El Comité 544 del ACI (ACI Committee 544, 2017) ha caracterizado los ensayos de impacto en *ensayos no instrumentados* y *ensayos instrumentados*, siendo estos últimos aquellos en que es posible medir, a través de equipamiento electrónico, la evolución en el tiempo de alguna variable durante el evento del choque (como carga, desplazamiento, deformación, entre otras).

Los ensayos de impacto también se pueden dividir en dos grandes grupos, en función de la cantidad de impactos que recibe el espécimen durante una prueba. Por un lado, están las pruebas de *impacto simple*, que son aquellas en que se proporciona un solo impacto (Banthia, 1987), y las de *impactos repetidos*, como el ya citado ensayo manual del ACI (ACI Committee 544, 1999), en que se dan múltiples choques a la probeta. Dentro de este último sub grupo, están aquellas pruebas en que todos los impactos son dados con *igual magnitud de energía* y las que en cada impacto se aporta una *magnitud de energía diferente*.

En la Figura 2.24 se presenta un resumen de las clases de ensayos de impacto, ya mencionados, aplicados principalmente en HRF.

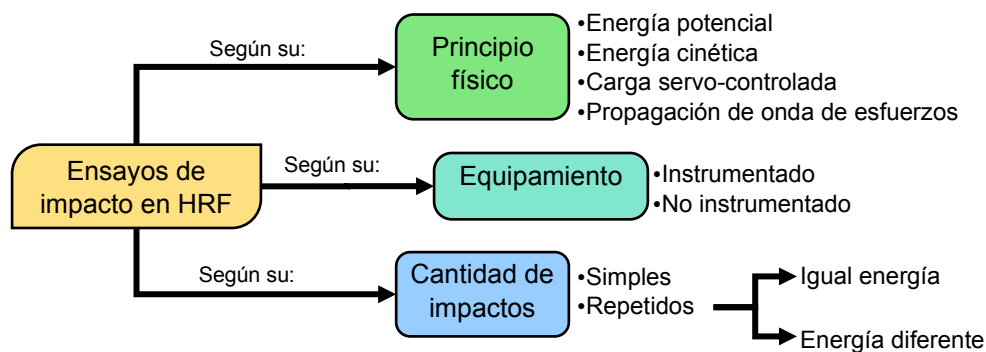


Figura 2.24 Ensayos de impacto en HRF

2.3.3. Métodos de ensayo

Como se explicó en la Sección 2.3.1, la respuesta del HRF depende de la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) que experimente el material. En la Figura 2.25 se muestran los distintos rangos de $\dot{\epsilon}$ y el tipo de acciones que lo producen en función de cada tipo de ensayo. En esta sección se detallan los métodos más conocidos para el estudio del HRF en impacto, que son: el péndulo de Charpy, la barra de presión de Split-Hopkinson, las pruebas con caída gravitatoria de peso y el popular ensayo manual del comité 544 del ACI. De estos se presentan los principios de trabajo, equipos, probetas y configuración de ensayo, también el procedimiento y sus principales resultados, así como algunas observaciones importantes. Finalmente, se describen resumidamente otros ensayos empleados en la evaluación del HRF ante cargas dinámicas rápidas, como el ensayo de impacto con máquina rotatoria, el ensayo de impacto por energía de deformación elástica, la prueba de impacto balístico y ensayos por explosiones.

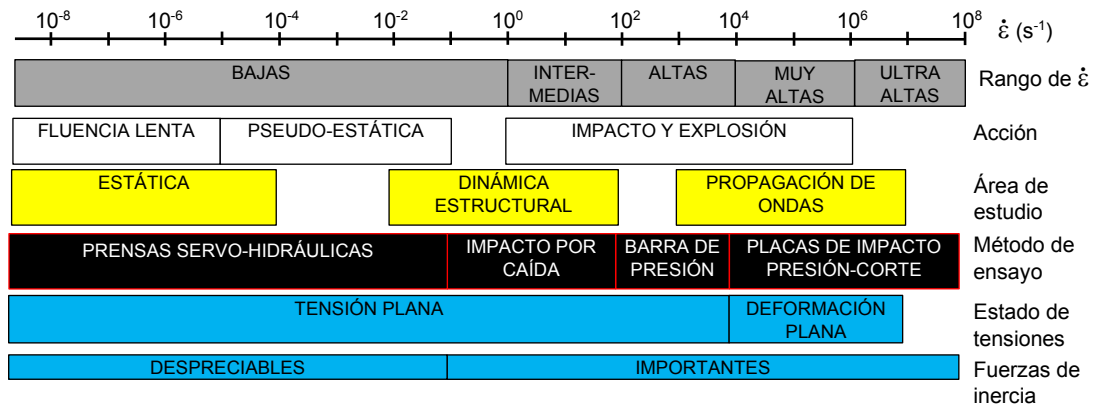


Figura 2.25 Rangos de velocidades por ensayos. Adaptado de (Fiengo Pérez, 2020)

2.3.3.1. Péndulo de Charpy

El ensayo con masa pendular fue originalmente recomendado para el estudio de metales y está regulado por las normas ASTM E23 (American Society for Testing and Materials, 2002), ASTM A370 (American Society for Testing and Materials, 2003a) y BS EN ISO 148 (International Organization for Standardization, 2016). Su fin es determinar la tenacidad de una muestra sometida a flexión por choque, para ello se emplea el “Péndulo de Charpy” (Figura 2.26a). Esta máquina consiste en un martillo que se desplaza de forma pendular, y que luego de liberado desde su altura inicial, impacta en la parte inferior del recorrido a una muestra simplemente apoyada (Figura 2.26b) con velocidades entre 4,5 y 7 m/s. La tenacidad del material se evalúa en términos de la energía consumida en el proceso de fractura, valor que se calcula en función de la masa del martillo, su cota inicial y altura final alcanzada post impacto (Figura 2.26c).

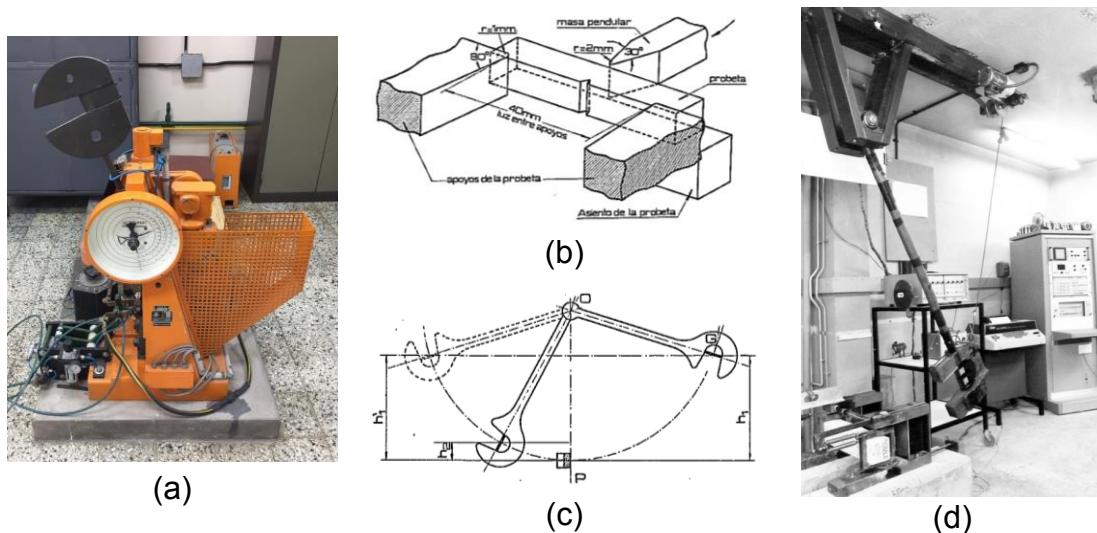


Figura 2.26 (a) Péndulo de Charpy. (b) Colocación de probeta y (c) esquema de funcionamiento (Gonzalez y Gonzalez, 1999). (d) Péndulo para HRF (Hibbert, 1979)

El péndulo de Charpy originalmente estaba diseñado para evaluar probetas de pequeñas dimensiones (75x10x10 mm), tamaño insuficiente para el estudio de hormigones. Para evaluar HRF fue necesario modificar la máquina o construir péndulos más grandes (Figura 2.26d). Aunque se construyeron máquinas de dimensiones relativamente considerables, la máxima energía proporcionada por estas, fue insuficiente para dividir algunas muestras de HRF. En tal sentido, se optó por la instrumentación del ensayo, que brindara información adicional a la altura final del péndulo posterior al choque.

Por lo general, la instrumentación consistió en la incorporación de celdas de carga dinámica en el cabezal impactor (Tup) y los soportes de las probetas, en aras de registrar respectivamente la variación de la fuerza en el contacto martillo-probeta y la reacción en los apoyos.

En máquinas como la de Hibbert (Figura 2.26d), no solo se modificó el tamaño de los apoyos, también se incorporaron mandíbulas de fijación de las muestras, junto con un sistema para determinar la energía cinética post impacto, en el cual los apoyos no estaban fijos a la base, sino que poseían rodamientos en la parte inferior para que, posterior a la fractura, cada mitad de la viga continuara el movimiento, girando sobre un eje propio, y al final del recorrido comprimieran unos resortes. Conociendo esa variación de longitud de compresión, previa calibración, Hibbert determinó la fuerza inercial post impacto de las mitades de la viga.

La instrumentación de los péndulos para HRF también ha incorporado cámaras de alta velocidad que capturan mayor cantidad de imágenes por segundo y facilitan el análisis de los modos de falla de las vigas. Y así como en el ensayo original para metales, las probetas de HRF también han sido entalladas para la localización de la fisura y un mayor control del ensayo.

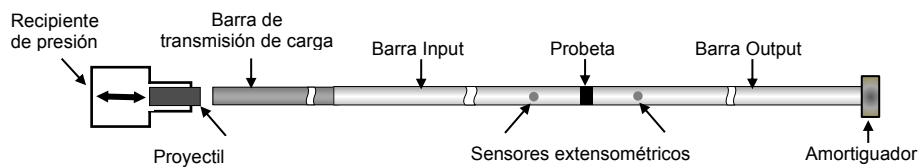
2.3.3.2. Barra de presión de Split-Hopkinson (SHPB)

Probablemente esta sea el método más utilizado para pruebas de altas tasas de deformación. Recibe su nombre por el inventor Bertram Hopkinson, quien lo propuso en 1914, pero en 1949 Herbert Kolsky propuso una modificación del banco y a veces se conoce como Barra de Kolsky. Una imagen y esquema de funcionamiento de la máquina se presenta en la Figura 2.27. La misma se compone de tres partes principales: la barra de transmisión de carga, la barra incidente (input) y la barra transmisora (output), además de la instrumentación necesaria para obtener y procesar los datos durante la prueba.

La muestra se coloca entre la barra incidente y la barra transmisora, y posteriormente la barra de transmisión de carga, siendo impulsada por un sistema de resortes o de aire comprimido transmite un impacto a barra input. Este impulso atraviesa, en orden, a la barra incidente, la probeta, y finalmente a la barra de transmisión. En todo este proceso, las galgas extensométricas registran las deformaciones de las barras, y luego del procesamiento es posible representar curvas de carga y deformación en el tiempo, útiles para determinar energía absorbida por el espécimen en el proceso de fractura



(a)



(b)

Figura 2.27 (a) Máquina de Split-Hopkinson (Weimin Li y Xu, 2009). (b) Esquema de funcionamiento de la barra de Split-Hopkinson

El tamaño de las probetas puede variar, pero, para garantizar un esfuerzo uniforme en todo el espécimen, se recomienda usar muestras lo más pequeñas posibles. Según como se configure la máquina, el ensayo SHPB permite someter el espécimen a compresión, flexión, corte, tracción directa y por compresión diametral. El tipo de probeta es particular en cada caso (Figura 2.28).

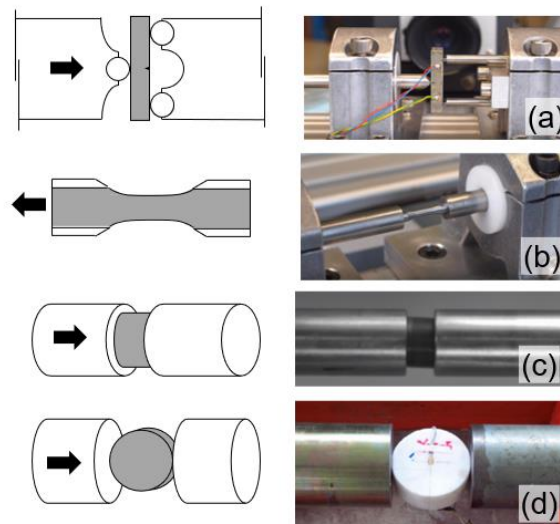


Figura 2.28 Posibles configuraciones en la barra de Split-Hopkinson: (a) Flexión, (b) tracción directa (DYNLab. Material behaviour in Extreme Loading Conditions, 2013), (c) compresión (Thiot Ingenierie, 2014) y (d) tracción por compresión diametral (Q. Z. Wang et al., 2009)

Aunque este método ha sido útil para estudiar muchos materiales, como los polímeros, aceros, etc., para el HRF han surgido algunas limitantes. La máquina requiere un amplio espacio a la vez que solo permite evaluar probetas considerablemente chicas. En la investigación bibliográfica de esta tesis se

encontró que la mayor probeta evaluada con esta técnica fue cilíndrica de 95 mm de diámetro y 50 mm de altura (Weimin Li y Xu, 2009). Esto reduce las posibilidades de evaluación a hormigones con agregados de tamaños máximos reducidos. Algunos autores (Sukontasukkul, 2001) también advierten del efecto dañino de la fricción entre la probeta de hormigón y la barra incidente. A pesar de estas complicaciones, la Barra de Split-Hopkinson es un método que ha permitido avanzar en la comprensión del HRF y aún muchos investigadores lo implementan.

2.3.3.3. Ensayo de caída manual de peso ACI-544 (ACI Committee 544, 1999)

Este ensayo es una prueba de impactos repetidos, que arroja una medida cualitativa de la resistencia al impacto del hormigón y da una idea aproximada de la energía requerida para llevar a las probetas a un específico estado de daño. De los ensayos descritos en este capítulo, este es el más sencillo y práctico.

El equipo utilizado se detalla en la Figura 2.29, está compuesto de una base, una esfera sólida de acero (de 2½ pulgadas de diámetro), y un martillo de compactación manual (10 libras), idéntico al usado en el ensayo suelos “Proctor” ASTM D 1557 (American Society for Testing and Materials, 2003b). La muestra de hormigón consiste en un cilindro de 6 pulgadas de diámetro y 2 ½ pulgadas de altura, ubicado en el centro de la base como se observa en la Figura 2.29b. Se coloca la esfera en el centro de la cara superior de la muestra y luego se apoya el martillo sobre esta esfera.

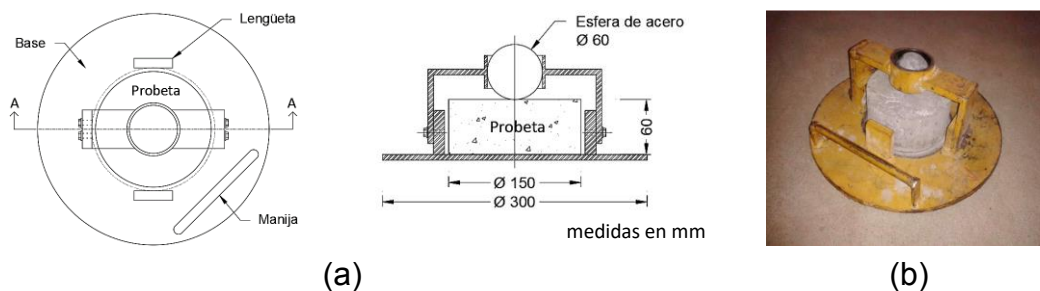


Figura 2.29 (a) Esquema y (b) dispositivo de ensayo de caída manual de peso (ACI Committee 544, 1999; Ramesh et al., 2013)

El ensayo consiste en dejar caer repetidas veces el martillo desde una altura de 18 pulgadas, que es el recorrido interno estándar de esta pesa. El número de golpes requeridos para la aparición de la primera fisura visible se registra como la resistencia a la fisuración. Luego se continúan los golpes y el número de impactos necesarios para que los fragmentos de la muestra toquen tres de las cuatro lengüetas de posición (separados 3/16 de pulgada) se registra como la resistencia a la falla.

La altura de la muestra debe ser lo más uniforme posible, siendo la máxima diferencia permitida 1/16". La base debe posicionarse sobre una superficie rígida y hasta la aparición de la primera fisura se deben interponer separadores elastoméricos (o similar) entre la probeta y las lengüetas de acero; luego de fisurado los separadores deben retirarse.

La práctica indica que los resultados de este ensayo presentan una gran dispersión, este inconveniente se acredita a: (1) la fisuración con orientación

aleatoria, ocasionada por la no existencia de entallas y por proporcionar la carga de manera puntual; (2) el apoyo inestable entre la base de acero y la probeta; (3) imprecisiones en la definición del momento de la fisuración y el fin de la prueba. Por esta razón este ensayo ha perdido popularidad, dando paso a otros tipos de pruebas de impacto.

2.3.3.4. Caída gravitatoria de peso (DWIT)

El ensayo de caída gravitatoria de pesos (DWIT por sus siglas en inglés), fue planteado inicialmente para la evaluación de la tenacidad al impacto de probetas metálicas (ASTM E208/ASTM E436), posteriormente se implementó en hormigones. La Figura 2.30 muestra un esquema e imagen de la máquina empleada, denominada “torre de caída”. El aparato consta de rieles por los que se desplaza un proyectil llamado “martillo” y en la parte inferior posee unos soportes para la colocación del espécimen. La prueba consiste en elevar el proyectil hasta una altura específica (h) y dejarlo caer libremente sobre la muestra dispuesta en el sistema de apoyos. El martillo descenderá por la acción de la gravedad hasta chocar con la muestra.

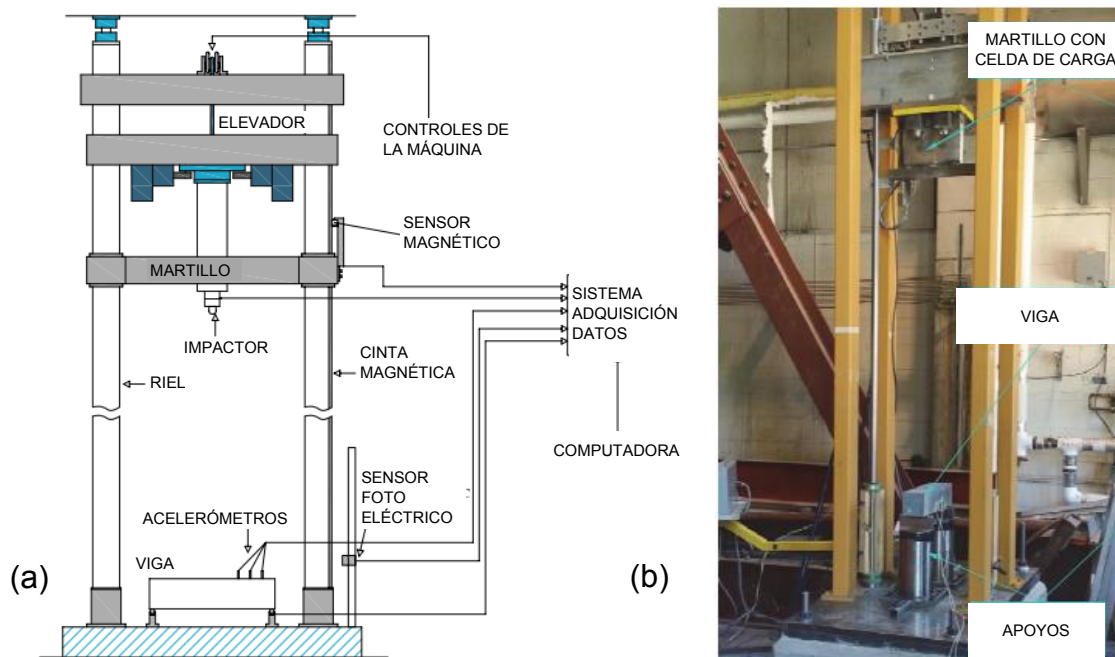


Figura 2.30 (a) Esquema de ensayo DWIT (X. X. Zhang et al., 2008) (b) Máquina de ensayo DWIT (Yoo et al., 2016)

Este es uno de los ensayos más populares para evaluar el desempeño en impacto del HRF. La máquina requiere poca área de instalación y además de admitir el uso de probetas de diversos tamaños, tiene la capacidad de variar la masa del proyectil, lo cual da la posibilidad de proporcionar distintos niveles de energía y variar las velocidades del impacto. Esta prueba permite evaluar el material dentro del rango de velocidades de deformación ($\dot{\epsilon}$) intermedias (Figura 2.25), lo que es útil para muchas aplicaciones en ingeniería.

Existen muchas variantes de esta prueba. Tomando como referencia las categorías mostradas en la Figura 2.24, se ha confeccionado la Tabla 2.4 en que

se citan al menos una referencia por clase, considerando el equipamiento y a la cantidad de impactos.

Tabla 2.4 Variantes del DWIT

		Equipamiento	
		Instrumentado	No instrumentado
Cantidad de impactos	Simple	(Banthia, 1987) (X. X. Zhang et al., 2008) (Erdem, 2021)	---
	Repetidos	(W. Zhang et al., 2017) (Haruna et al., 2021)	(Barr y Bouamra, 1988) (Farnam et al., 2010) (Zhu et al., 2015) (Ismail et al., 2019)
			(Servicio de Vivienda y Urbanización Metropolitano. Subdirección de Pavimentación y Obras Viales, 2020)
	Energía variable	(Fiengo Pérez et al., 2022)	

Banthia (Banthia, 1987) presentó una prueba de caída de peso, con la cual se evaluó el comportamiento al impacto de especímenes prismáticos de hasta 150x150x1525 mm de tamaño instrumentados con acelerómetros. Los especímenes fueron principalmente sin entalla y simplemente apoyados. Los apoyos y el proyectil también fueron instrumentados para registrar las fuerzas en el contacto viga-apoyo y viga-proyectil, se diseñó un dispositivo para la medición de la velocidad en el momento del impacto. El área bajo la curva carga-deflexión hasta la falla se definió como “energía de fractura”. Zhang et al. (X. X. Zhang et al., 2008) propusieron una prueba similar, usando prismas más pequeños (100x100x420 mm) con entallas en el centro de la cara traccionada, de profundidad 50 mm.

Zhu (Zhu et al., 2015) también aplicó una prueba de caída de peso con una torre de caída para evaluar la resistencia al impacto de hormigón simple y de HRF, pero en este caso utilizando una muestra con forma de U invertida. Esta prueba, a diferencia de las anteriores, utiliza caídas repetidas sin ningún tipo de instrumentación. Solo se registra el número de impactos requeridos para la fisuración y lograr la división de la probeta, que es el final del ensayo.

Más recientemente (Haruna et al., 2021) han instrumentado este ensayo incorporando a las probetas galgas extensométricas para registrar la deformación del espécimen durante el impacto. Zhang y otros (Wuman Zhang et al., 2017) diseñaron un ensayo de impacto sobre prismas simplemente apoyados instrumentados con galgas extensométricas y sometidos a impactos repetidos desde alturas fijas. Correlacionaron la altura de caída y la masa del proyectil con el número de impactos necesarios para producir la falla.

Fabian Fiengo et al. (Fiengo Pérez et al., 2022) aplicaron el DWIT sobre vigas prismáticas simplemente apoyadas, y midieron la evolución de la carga en el contacto viga-proyectil, a través de un anillo de fuerza, en este estudio se aplicaron impactos crecientes.

En el manual de vialidad chileno (Servicio de Vivienda y Urbanización Metropolitano. Subdirección de Pavimentación y Obras Viales, 2020), recientemente se estableció una prueba de impacto no instrumentada para el control de calidad de las soleras viales. En esta prueba se posiciona la soleta simplemente apoyada y se deja caer sobre su centro un peso de 3.200 gramos desde una altura de 5 centímetros, que posteriormente se aumenta de 5 en 5 centímetros, hasta alcanzar 40 centímetros; a partir de esta altura el aumento sucesivo será de un centímetro cada vez, hasta alcanzar la ruptura.

Este resumen evidencia de la versatilidad del método de ensayo por caída gravitatoria de un proyectil, a la vez que muestra las muchas alternativas que han sido probadas. Cabe resaltar que, dentro de cada clase mencionada, las propuestas de los autores difieren entre sí en parámetros que influyen significativamente en los resultados, entre estos están: la forma y masa del proyectil; la magnitud de energía por impacto en el caso de ensayos con alturas fijas y el patrón de caídas en el método con energía variable; el tamaño, forma y tratamiento de los especímenes; las condiciones de los apoyos, instrumentación empleada, los datos registrados, entre otros.

Sin embargo, de todas estas opciones, la más aplicada es la prueba de impacto simple instrumentada, de la cual conviene realizar una aclaración muy importante, los efectos de la inercia en un ensayo instrumentado no pueden ser ignorados. El cambio repentino en el diagrama de momento y las aceleraciones experimentadas por la viga producen fuerzas inerciales que son captadas por el sensor de fuerza que registra la carga en el contacto viga-proyectil. Una forma de tratar esta inercia, aunque debe hacerse con ciertas precauciones, es reducir la rigidez de la zona de contacto, mediante la introducción de una almohadilla de goma blanda. Otra manera es, eligiendo estratégicamente las dimensiones de la muestra, la relación de masas entre el martillo y la muestra. Banthia et al. (Banthia et al., 1987, 1989) propusieron restar de las fuerzas medidas las fuerzas inerciales, determinadas en base a las aceleraciones registradas en varios puntos de la viga. Más recientemente, Soleimani (Soleimani et al., 2007) encontró que las fuerzas inerciales a sustraer pueden obtenerse con mayor precisión, en cualquier momento del impacto, sumando las fuerzas de reacción en los apoyos. Este aspecto sigue siendo tema de discusión y además de los altos costos de adquisición de los equipos requeridos, esta problemática representa una gran limitación del método.

2.3.3.5. Otros ensayos

Además de los ya descritos en la sección anterior, en la presente se mencionan sucintamente algunos métodos que, aunque son de impacto, no gozan de tanta popularidad como los previos, como el ensayo de impacto con máquina giratoria y el ensayo de impacto por energía de deformación elástica; y otros que, si bien evalúan al HRF frente a cargas rápidas, la naturaleza del fenómeno resulta notoriamente distinto a lo tratado antes, tal es el caso de ensayo con proyectil balístico y la prueba con carga explosiva.

a. Impacto con máquina giratoria

Como se dijo en 2.3.3.1. con un péndulo de Charpy se pueden impactar probetas con velocidad entre los 4,5 y 7 m/s. En ocasiones interesa aplicar mayores velocidades de impacto al HRF. En ese caso, existe una máquina, antes empleada en el estudio de metales, denominada “máquina giratoria de impacto” (Figura 2.31) que permite alcanzar velocidades superiores a 50 m/s. La misma posee un *cabezal impactor* (Tup), instrumentado con galgas extensométricas, adosado a una rueda giratoria movida por un motor eléctrico y, un par de *soportes*, instrumentados de igual forma, en que se apoyan de forma simple las muestras.

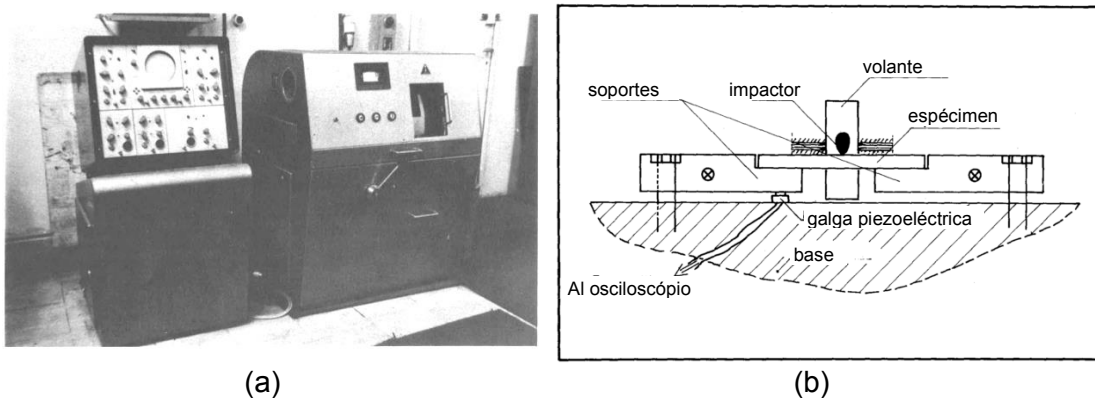


Figura 2.31 (a) Máquina giratoria de impacto (b) Esquema de funcionamiento de la máquina giratoria de impacto (Radomski, 1981)

Este método no ha sido popular porque la máquina solo admite pequeños especímenes (sección transversal máxima: 10x10 mm) con caras estrictamente planas. Por ello, quienes implementaron este ensayo han cortado muestras de bloques más grandes. Por otra parte, con la instrumentación que cuenta la máquina, solo es posible obtener curvas carga-tiempo de manera indirecta, lo que quiere decir que los resultados obtenidos deben ser considerados como aproximados. Aunque se ha propuesto modificar la máquina, los modelos disponibles no permiten mayores cambios.

b. Impacto por energía de deformación elástica (SEITS)

Este sistema es conocido como SEITS por sus siglas en inglés. La Figura 2.32 muestra la configuración y montaje del ensayo, la máquina tiene una longitud inferior a 1,5 m. Es una prueba en que se puede someter los especímenes a compresión o tracción directa en impacto y donde la energía aportada proviene de la deformación de un resorte de grandes dimensiones. Según sea el requerimiento la configuración inicial de las probetas debe cambiarse. En la Figura 2.32b las probetas se verían sometidas a tracción. Nótese que los especímenes son prismáticos, con uno de sus extremos rectos, que se empotra en la máquina, y el otro engrosado para lograr el anclaje mecánico a la mandíbula móvil que tracciona la muestra.

Del ensayo se obtienen gráficos de tensión versus deformación que sirven para el análisis. La tensión es medida con galgas extensométricas adosadas a las barras de transmisión, que son las que transfieren la onda a las mandíbulas, mientras que la deformación de la muestra es registrada mediante un distanciómetro laser de alta frecuencia. Debido que estas máquinas admiten probetas de pequeña sección transversal (25x25 mm) no se ha popularizado la técnica.

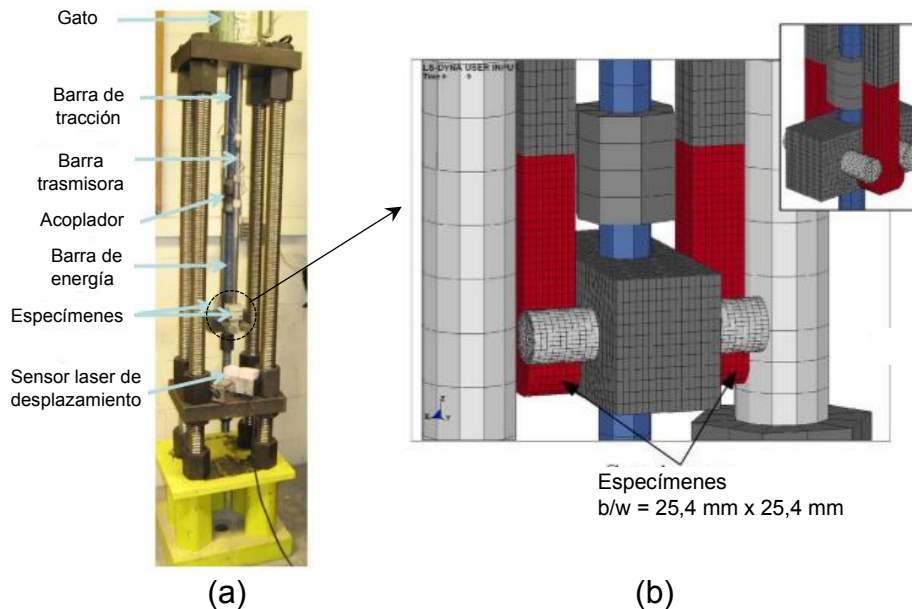


Figura 2.32 (a) Máquina de impacto por energía de deformación elástica y (b) modelo de un ensayo a tracción. Adaptado de (Kim et al., 2011)

c. Impacto a altas tasas de deformación constante

Como el nombre lo indica, en este tipo de pruebas, se somete al espécimen a una velocidad de deformación aproximadamente constante, pero de magnitud muy superior a la de ensayos estáticos. Existen diversas formas de lograr esto, para algunos materiales la barra de presión Split Hopkinson (SHPB) ha sido útil, sin embargo, ya que en una prueba SHPB común, el pulso incidente es una forma de onda cuadrada caracterizada por un tiempo de subida muy corto, en otro tipo de materiales, como areniscas (S. H. Li et al., 2017) no se alcanza el equilibrio dinámico ni la tasa de deformación constante.

En este caso se suelen hacer adaptaciones para dar forma al pulso incidente y lograr, al menos en un espacio de tiempo, la alta tasa de deformación constante conveniente. Existen dos métodos principales, uno involucra un modelador de pulsos y el otro un percutor de forma especial. En la Figura 2.33 se presenta una SHPB accionada por martillo pendular empleado por Li et al (S. H. Li et al., 2017). Los parámetros del percutor que fueron modificados en este trabajo fueron: radio de curvatura (R), longitud (L), el diámetro (D) y la masa. Nótese en la Figura 2.33b que al variar estos parámetros se alcanzó, por espacio de 70 ms una velocidad de deformación constante de 100 s^{-1} . Técnicas similares se han implementado en el estudio de HRF (ACI Committee 544, 1999; Sun et al., 2018; Yoo y Banthia, 2019)

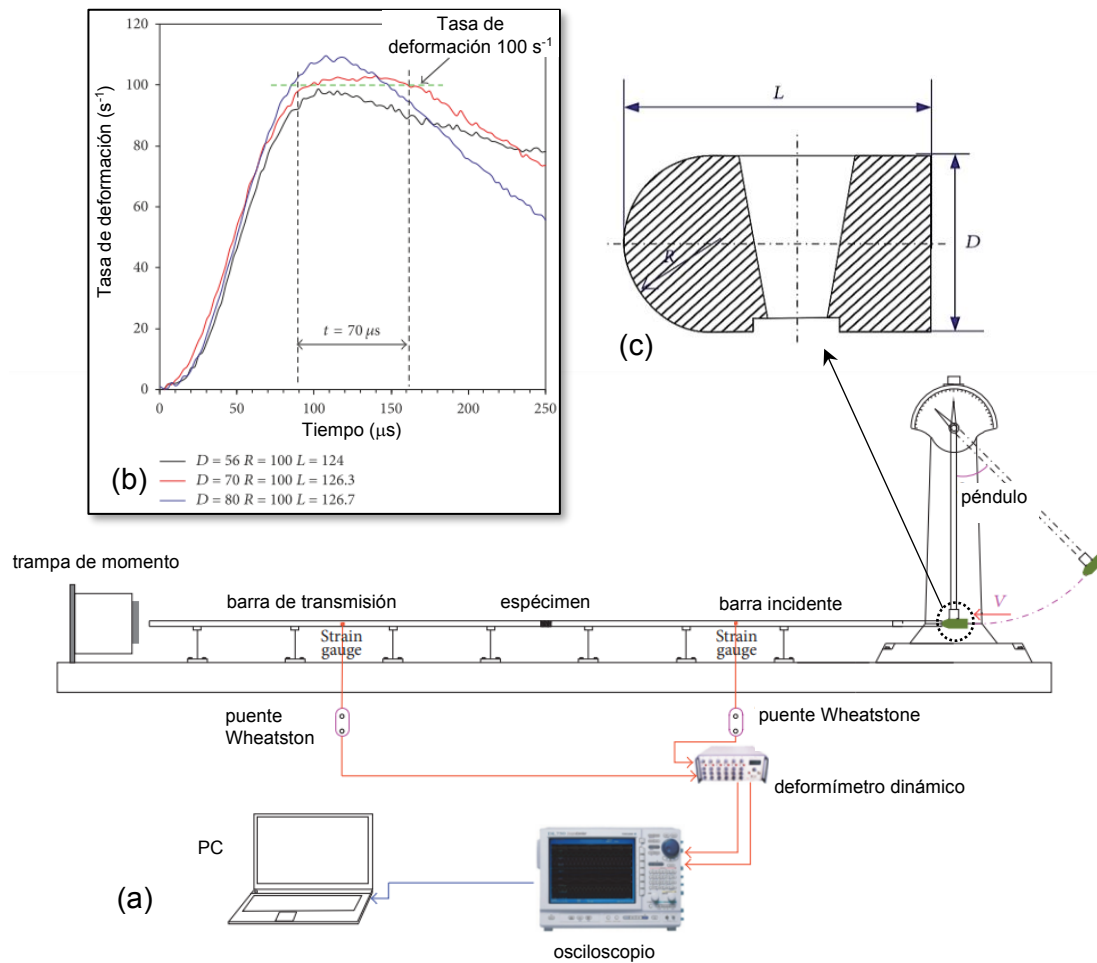


Figura 2.33 (a) Aparato SHPB accionado por martillo pendular. (b) Detalle de percutor y (c) velocidad de deformación en función del tiempo. Adaptado de (S. H. Li et al., 2017)

d. Prueba de explosión

Una explosión es la liberación súbita de energía que puede ocasionar un aumento sustancial de presión en el espacio circundante; puede tomar la forma de una *deflagración*, que genera una presión moderada con velocidades de onda del orden de metros por segundo (m/s), o de una *detonación*, que genera sobrepresiones elevadas en el espacio cercano, con velocidades en el rango de kilómetros por segundo (km/s). Generalmente, a igualdad de energía liberada, la detonación presenta un pico de sobrepresión mayor y la deflagración presenta una duración mayor (Aráoz, 2012). El estudio del efecto que tienen las explosiones en las estructuras es de altísimo interés en la ingeniería porque bien sea por accidentes industriales y hasta por atentados terroristas, los edificios se ven sometidos a este tipo de cargas (Codina et al., 2012).

En las *explosiones* ocurren reacciones químicas muy rápidas, que producen una liberación repentina de energía y gases calientes, que se expanden hacia el exterior del foco de detonación y movilizan el aire circundante, originando una onda expansiva que incide sobre las estructuras situadas a su paso. (Vasilis y Larcher, 2020). Por lo general, en una detonación la temperatura de los gases se encuentra entre 3000 y 4000 °C y las presiones entre 100 y

300 kbar (Aráoz, 2012). Los efectos de una explosión, dependen de diversos factores: en principio de las propiedades del *explosivo* (tipo, cantidad y capacidad de producción de energía), de la *ubicación de la carga* en relación a la edificación, y de la interacción del pulso de presión con el suelo y/o la estructura (reflexiones) (Federal Emergency Management Agency, 2003)

Los *explosivos* pueden ser mecánicos, nucleares y químicos. Estos últimos son los más comunes, consisten en mezclas de sustancias que, ante un estímulo, reaccionan instantáneamente. Los explosivos pueden ser sólidos, polvos, gases o líquidos. El Trinitrotolueno (TNT) es un explosivo de uso común que ha sido adoptado como referencia. En la Tabla 2.5 se presentan los factores equivalentes al TNT de diversas sustancias explosivas.

Tabla 2.5 Equivalentes TNT de sustancias explosivas (Vasilis y Larcher, 2020).

Explosivo	Densidad (g/cm ³)	Equivalente TNT (Presión)	Equivalente TNT (Impulso)	Rango de presión (MPa)
TNT	1,61	1,00	1,00	estándar
Amatol	NA	0,99	0,98	NA
Dinamita de amoníaco (c: 50%) ⁽¹⁾	NA	0,90	0,90	NA
Dinamita de amoníaco (c: 20%) ⁽¹⁾	NA	0,70	0,70	NA
ANFO (nitrato/combustible 94/6)	NA	0,82-0,87	0,87	0,03-6,90
Composición-A-3	1,65	1,09	1,07	0,03-0,35
Composición-B	1,65	1,11	0,98	0,03-0,35
		1,20	1,30	0,69-6,90
Composición-C3	1,60	1,05-1,08	1,01-1,09	0,035-0,350
Composición-C4	1,59-1,71	1,37	1,19	1,38-20,70
Ciclotol (RDX/TNT 60/40)	1,68	1,04	1,16	0,035-0,35
(RDX/TNT 70/30)	1,14	1,14	1,09	
DATB	1,79	0,87	0,96	NA
Explosivo D	1,71	0,85	0,81	0,007-0,30
HBX-1	1,76	1,17	1,16	0,03-0,14
HBX-3	1,85	1,14	0,97	0,03-0,17
HMX	1,91	1,02	1,03	NA
MINOL II	1,83	1,20	1,11	0,02-0,14
Nitrocelulosa	1,65-1,70	0,50	0,50	NA
Dinamita de nitroglicerina (c:50%) ⁽¹⁾	1,60	0,90	0,90	NA
Nitrometano	1,13	1,00	1,00	NA
Octol (HMX/TNT 75/25)	1,81	1,02-1,06	1,06	NA
PBX-9010	1,80	1,29	1,29	0,03-0,21
PBX-9404	1,81	1,13	1,13	0,03-0,69
		1,70	1,70	0,69-6,9
PBXN-4	1,71	0,83	0,85	NA
PBXN-107	1,63	1,05	1,05	NA
PBXW-125	1,79	1,02	1,02	NA
PETN	1,77	1,27	1,11-1,27	0,03-0,69
RDX	1,76-1,81	1,10-1,14	1,09-1,10	NA
RDX/CERA (98/2)	1,92	1,16	1,16	NA
RDX/AL/CERA (74/21/5)	NA	1,30	1,30	NA
TATB	NA	1,00	1,00	NA
TATP	1,20	0,70-0,80	0,55	NA
Tetrito	1,71-1,73	1,07	1,05-1,07	0,021-0,140
Tetritol (TETRIL/TNT 75/25)	1,59	1,06	1,06	NA
TNETB	1,69	1,13-136	0,96-1,10	0,03-0,69
TROPEX	1,84	1,23	1,28	0,007-0,30
Tritonal (TNT/AL 80/20)	1,72	1,07	0,96	0,003-0,69

⁽¹⁾ Concentración en %

En la detonación, solo una parte de la energía explosiva disponible se transforma en ondas expansivas. El resto de los productos de la detonación se mezclan y queman con el aire circundante. Este proceso de poscombustión no afecta a la onda expansiva producida, ya que ocurre en una etapa posterior, pero debe tenerse en cuenta en el caso de explosiones confinadas e internas (Federal Emergency Management Agency, 2003; Vasilis y Larcher, 2020)

La mayoría de los parámetros que caracterizan una onda expansiva se describen en la Figura 2.34, que muestra la curva presión-tiempo ideal, en un punto de la estructura, ubicado a cierta distancia del centro de detonación. Para explosiones cercanas o de contacto, la forma de esta curva es diferente.

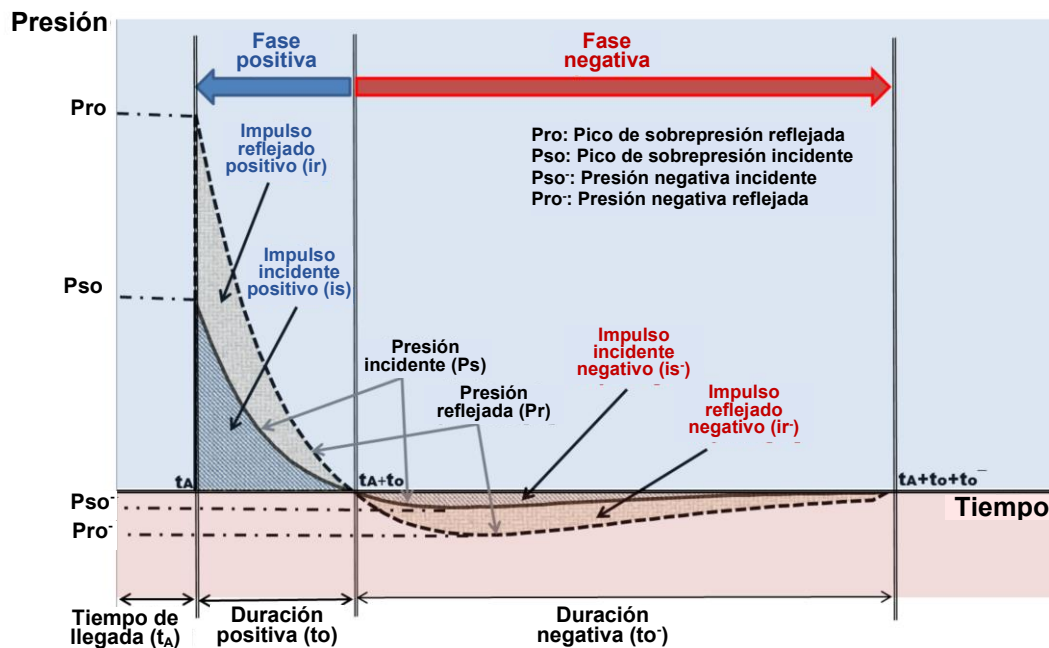


Figura 2.34 Curva típica de la evolución en el tiempo de las presiones reflejada e incidente. Adaptado de (Vasilis y Larcher, 2020).

En este caso, ocurre un aumento casi instantáneo de la presión atmosférica a una sobrepresión máxima. Después de su valor máximo, la presión decae exponencialmente hasta que alcanza el nivel de la presión ambiental (PA). Esta fase, ampliamente conocida como fase positiva, está ligada a la mayoría de los daños estructurales y no estructurales. Después de la fase positiva, la presión toma valores inferiores a la de la presión ambiental, luego retorna al valor de PA. Esta parte del diagrama se denomina fase negativa y, por lo general, no se tiene en cuenta para fines de diseño, ya que se caracteriza por valores de presión e impulso mucho más pequeños.

Nótese la presencia de dos curvas: un incidente y una reflejada (de sobrepresión amplificada), la presencia de estas sobrepresiones se atribuye a la naturaleza de la propagación de la onda expansiva a través del aire: las partículas que son transportadas por la onda expansiva a lo largo de su camino, al llegar chocan con la superficie, pero no pueden rebotar debido a la llegada de partículas subsiguientes, lo que lleva a mayores valores de presiones reflectantes

El área bajo la curva presión-tiempo se denomina *impulso*. El impulso es una medida de la cantidad de energía de la explosión que es impartida a la edificación. Tanto la fase negativa de la curva presión-tiempo, como la positiva, contribuyen al impulso, en La Figura 2.35 se muestra cómo varía en el tiempo el impulso, frente a la presión en una explosión típica. El máximo impulso se presenta en la transición entre fases.

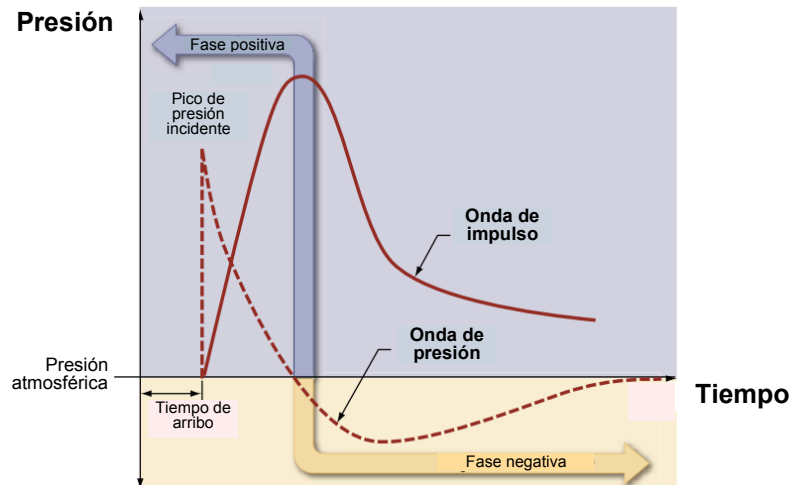


Figura 2.35 Curva típica de la evolución en el tiempo de las ondas de presión e impulso. Adaptado de (Federal Emergency Management Agency, 2003).

Como se dijo, la *ubicación relativa de la carga* es un factor determinante en los efectos provocados por la detonación.

Según Salvado et al. (Salvado et al., 2017), en explosiones confinadas, que son aquellas en que la detonación ocurre en un espacio con reducida cantidad de aberturas (como un barco, interior de un edificio o en una calle urbana con edificaciones altas en los laterales), se pueden presentar mayores presiones pico y tiempos de carga más largos. En este tipo de explosiones tienen mayor influencia la temperatura y la acumulación de los gases producto de la combustión (Federal Emergency Management Agency, 2003).

Los tres casos posibles de explosiones no confinadas se muestran en la Figura 2.36. En la explosión al aire libre (Figura 2.36a), la detonación ocurre en el aire, mientras que la onda expansiva se propaga e incide en la estructura sin interactuar con los obstáculos o el suelo. En las explosiones de aire (Figura 2.36b) la carga también detona en el aire, pero la onda expansiva antes de incidir en la estructura, interactúa con el suelo. En las explosiones superficiales (Figura 2.36c) la carga se detona casi al nivel del suelo y la onda expansiva interactúa de inmediato localmente con el suelo y se propaga hemisféricamente hacia el exterior antes de incidir en la estructura.

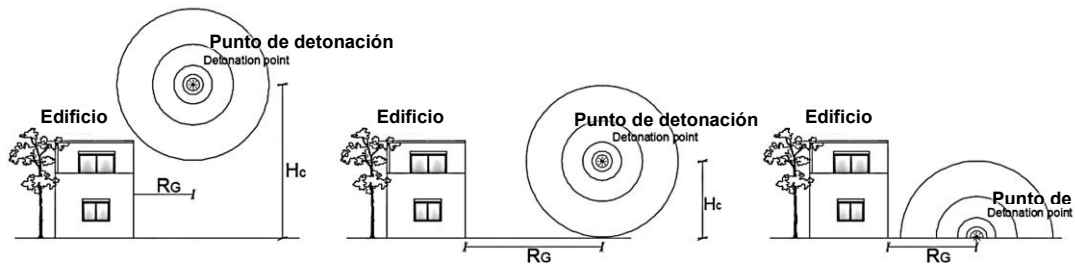


Figura 2.36 Explosiones no confinadas: (a) explosión al aire libre, (b) explosión en el aire y (c) explosión en la superficie. (Vasilis y Larcher, 2020).

En las explosiones no confinadas, la distancia de la estructura al punto de detonación es uno de los parámetros más importantes. El valor máximo de presión y la velocidad de la onda expansiva disminuyen muy rápidamente al aumentar la distancia desde la fuente de la explosión hasta la estructura (Federal Emergency Management Agency, 2003).

Cuando la carga es detonada cercana al suelo (Figuras 2.36 b y c) o en el interior de un lugar cerrado (explosión confinada), la onda de choque se refleja al contacto con la superficie de tierra o de los elementos confinantes (paredes, piso, techo), así surge una onda de retroalimentación que se combina con la onda incidente y forma una onda de presión más fuerte, llamada onda reflejada.

Si existiera un ángulo entre la dirección de propagación y la superficie de interés (ángulo de incidencia), el proceso de reflexión es diferente y son afectadas la magnitud de presión y el impulso reflejados. Si la superficie obstructora es paralela a la dirección de la onda expansiva, la presión reflejada es igual a la incidente, pero si la superficie es perpendicular a la dirección de propagación, se produce una reflexión normal, y allí, cuanto mayor sea la explosión, mayor será la amplificación de la presión incidente después del proceso de reflexión.

Cuando se detona una carga explosiva cerca de una placa de hormigón la onda de choque que actúa en la superficie de la placa produce tensiones triaxiales de compresión que pueden causar la falla local del material caracterizada por la formación de un cráter. Parte la energía de la onda de presión se refleja en la cara donde incide y la otra parte se propaga a través del espesor de la placa. Cuando esta onda alcanza la superficie posterior, se produce una nueva reflexión de la onda de compresión que origina un rebote de tracción que puede originar el estallido explosivo y eyección de fragmentos de la cara posterior. Si el explosivo se detona a una distancia mayor, puede causar la falla por flexión. Si la distancia es reducida, se puede producir una falla localizada por punzonamiento antes de que la placa trabaje a flexión.

Algunas configuraciones de ensayo se muestran en la Figura 2.37. Típicamente se ensayan placas de pequeños espesores (cuadradas, o rectangulares), dispuestas en una base rígida empotrada a tierra. El apoyo puede ser por todo el perímetro, en dos caras paralelas o solo en las esquinas. También puede tratarse de apoyos rígidos o de mecanismo que beneficien la rotación de los bordes.

La carga suele colocarse en el centro de la loseta, que podría estar apoyada directamente o separada una distancia preestablecida. Existen distintas formas de elevar el explosivo, una solución es colgarlo de un brazo metálico en cantiléver (Figura 2.34d), también se usan separadores de poliestireno expandido (o equivalentes) entre la probeta y explosivo (Figura 2.34c).

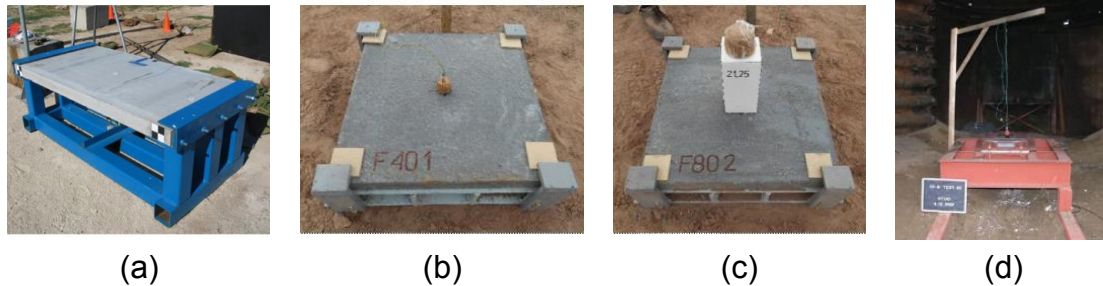


Figura 2.37 Configuraciones de placas ensayadas ante cargas explosivas. (a) Apoyada en dos aristas (C. Wu et al., 2009). (b), (c) Apoyadas en las esquinas (Giaccio et al., 2016) y (d) apoyada en todo el perímetro (Drdlová et al., 2015)

Es de interés conocer las características del cráter generado en la probeta luego de la explosión. Se suelen medir diámetros conjugados, profundidad, se reporta el tipo de abertura y en caso que aparezcan fisuras, se mide su abertura. También está la opción de instrumentar las placas con acelerómetros, transductores de variación lineal (LVDT) y/o transductores de presión (TP). No hay cantidad ni ubicación reglamentaria, esto queda a conveniencia de la investigación.

Es importante reportar la efectividad del explosivo, que se mide en la escala de “Equivalencia de TNT” (Tabla 2.5). Este es un método de cuantificación de la energía liberada en explosiones, que compara la energía liberada por cualquier explosivo, con la liberada en la detonación del TNT. La unidad básica de esta escala es la ton de TNT, que se refiere a la energía liberada en una explosión de 1000 kg de TNT ($4,184 \times 10^9$ joules). Nuevos equipos, denominados tubos de choque (Lee et al., 2018) permiten simular, empleando aire comprimido, ondas de presión de características deseadas, regulando la presión reflejada, duración de la onda y el impulso reflejado.

e. Impacto balístico

En un impacto con proyectil balístico la relación masas del proyectil respecto al objetivo es muy pequeña, tendiente a cero. Pero la velocidad de la bala es muy superior a la alcanzada por los proyectiles de las pruebas antes descritas. La energía aportada a la muestra en esta prueba es principalmente cinética.

Hay gran diversidad de ensayos de impacto balístico para HRF y suelen clasificarse en función de (a) la velocidad del impacto, (b) el tipo de proyectil balístico y (c) el tipo de objetivo. Las clasificaciones disponibles de cada grupo, provenientes de diversos autores, también difieren entre sí.

Una clasificación respecto a la velocidad muy tradicional es la de Backman y Goldsmith (Rice, 1992) quienes dividieron los ensayos en:

- de *artillería baja* (o sub artillería), donde los proyectiles alcanzan velocidades entre 25 y 100 m/s;
- de *artillería convencional*, donde las balas viajan en un rango de velocidad de 500 a 1300 m/s;
- de *artillería pesada* (o ultra artillería) cuyos proyectiles viajan entre los 1300-3000 m/s; y finalmente
- de *hipervelocidad* donde los proyectiles se mueven a velocidades mayores a 3000 m/s.

Otra clasificación más reciente (H. Wu et al., 2015) no considera el tipo de armamento, sino cuatro regímenes de penetración mecánica:

- de *penetración no deformable*, que ocurre cuando la velocidad del proyectil es menor o igual a 1000 m/s, y donde éste puede ser tratado como un cuerpo rígido;
- de *penetración semi-rígida*, donde la bala viaja a velocidades entre los 1000 a 1500 m/s y en que se considera la abrasión del proyectil;
- de *penetración semi-hidrodinámico*, con velocidades de entre 1500 y 3000 m/s, donde se evidencian danos en la nariz y cuerpo del proyectil.
- de *penetración hidrodinámico*, con velocidades mayores a 3000 m/s, donde el impacto bala-probeta puede ser considerado como un choque entre dos fluidos.

Zucas clasificó los proyectiles como se muestra en la Tabla 2.6. Nótese que es una división muy específica que incluye aspectos del tipo: forma básica y de la punta de la bala, el tipo y densidad del material e incluso considera el tipo de vuelo y deformación final de las balas. Pero otros autores también han establecido clasificaciones en función de la longitud total y diámetro del proyectil, masa, tipo y longitud de la nariz de la bala y la densidad.

Tabla 2.6 Clasificación de proyectiles balísticos (Rice, 1992)

Geometría		Características del vuelo	
Forma básica	Configuración de la nariz	Trayectoria	Condición del impacto
Varilla sólida	Cono	Recta (estable)	Normal
Esfera	Ojiva	Curva (estable)	Oblicuo
Cascarón vacío	Hemisférica	Dando tumbos	
Sólido irregular	Cilindro circular recto	(inestable)	
Material		Condición final	
Densidad		Forma	Ubicación
Liviano (madera, plástico, cerámica, aluminio)		Deformado	Rebote
Intermedio (acero, cobre)		Plásticamente deformado	Penetración parcial
Fuerte (plomo, tungsteno)		Fracturado	Perforación
		Destrozado	

En función del objetivo, los ensayos balísticos se clasifican como se muestra en la Tabla 2.7. La división está basada en el espesor, el material constituyente, la densidad del material y su resistencia a la penetración

Tabla 2.7 Clasificación de proyectiles balísticos (Rice, 1992)

En cuanto a su espesor	En cuanto a su material	En cuanto a su densidad	En cuanto a la resistencia a la penetración
Semi-infinito	Suelo	Livianos	Baja
Gruoso	Roca	Intermedios	Moderada
Intermedio	Metales	Pesados	Alta
Delgado	Compuestos		
	Hormigón		

En el ensayo de impacto balístico se pueden observar diversas variables, tanto en el objetivo como en el proyectil. Una medida típica es la profundidad de penetración del proyectil (DOP por sus siglas en inglés), junto con las características del cráter. Más recientemente se han instrumentado ojivas balísticas huecas, equipadas con un acelerómetro inalámbrico (Figura 2.38), que luego de procesado, no solo permite conocer la aceleración en todo el tiempo del impacto, sino también la velocidad y penetración instantánea.

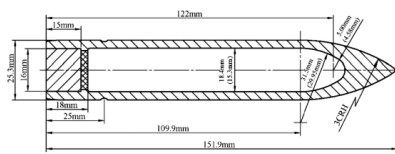
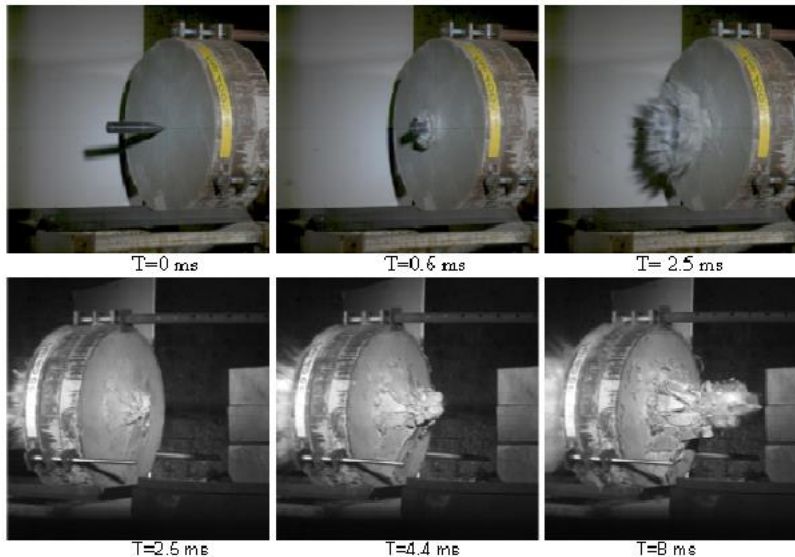


Fig. 2. Schemes of the projectiles.



(a)



(b)

Figura 2.38 (a) Ojiva balística, longitud 122 mm y diámetro 25,3 mm (Pontioli et al., 2014; H. Wu et al., 2015) y (b) Fases sucesivas de ensayo de impacto balístico con ojiva (Pontioli et al., 2014)

2.3.4. Resistencia al impacto del HRF

En este apartado se resumen algunos de los hallazgos más relevantes de diversos autores que, empleando diferentes métodos de ensayo, han estudiado e desempeño al impacto del HRF, con distintos tipos y dosis de fibras.

Edginton (1973), empleó un péndulo de Charpy modificado (no instrumentado) sobre muestras prismáticas de 100x100x500 mm, con una luz libre entre apoyos de 400 mm para evaluar morteros y HRF de acero. Observó que la tenacidad, conforme al tipo de fibra, crecía linealmente con la dosis incorporada, registrando incrementos de hasta un 300 % con respecto al hormigón simple.

Hibbert (1979) realizó ensayos instrumentados con galgas extensométricas sobre HRF de acero y de polipropileno verificando los incrementos de tenacidad; en particular, observó que la mayoría de los modos de falla de las fibras fueron por arrancamiento y no por ruptura de las mismas.

Radomski (1981) implementó un ensayo de impacto sobre morteros reforzados con fibras, mediante una máquina rotatoria, para investigar la influencia de la orientación y porcentaje de las fibras metálicas en la respuesta al impacto. Realizó el estudio a distintas velocidades, concluyendo que el incremento de la resistencia al impacto es proporcional al volumen de fibras y la velocidad del golpe y que la mejor condición es cuando las fibras se encuentran perpendiculares a la dirección de la carga. Asimismo, indicó que la resistencia al impacto determinada por la máquina de rotación y por el convencional péndulo de Charpy no son comparables ni en los valores medidos ni en su variabilidad.

Zerbino y Giovambattista (1984) aplicaron el método manual del Comité ACI 544 (1982) para valorar la energía consumida (expresada en número de golpes) para fracturar o alcanzar cierto daño en la probeta. (ver descripción del ensayo en la Sección 2.3.3.3) Evaluaron HRF elaborados con distintos tamaños de agregados que evidenciaron cómo la resistencia al impacto crece significativamente a medida que aumenta la dosis de fibras.

Una extensa campaña experimental fue llevada a cabo por Banthia (Banthia, 1987) en base a ensayos instrumentados de impacto simple por caída libre de peso sobre vigas a escala real de diferentes tamaños, incluyendo tanto hormigones convencionales como de alta resistencia, distintos tipos de fibras (de acero y de polipropileno) y también combinaciones de HRF y armaduras convencionales. Concluyó que las fibras incrementan la ductilidad dinámica encontrando mayores mejoras con fibras de acero que con las de polipropileno, en especial en mezclas de alta resistencia.

Barr y Bouamra (1988) realizaron ensayos por caída de libre de peso no instrumentado sobre vigas de sección cuadrada simplemente apoyadas, con una entalla al centro de la cara traccionada, estudiando como variables la luz entre apoyos, la profundidad de entalla y la masa y altura de caída del proyectil; destacan como observaciones, que la energía potencial acumulada por unidad de área disminuye al aumentar la energía del golpe y crece con el porcentaje de fibras. Para energías de impacto equivalentes, se requirió menor número de

golpes cuando la masa fue mayor y la altura de caída menor. Los coeficientes de variación crecieron a mayor luz libre y menor contenido de fibras.

Empleando un péndulo tipo Charpy instrumentado (Banthia et al., 1996) y con una configuración particular para evaluar tracción directa en impacto, se realizaron ensayos de HRF con resistencias a compresión entre 40 y 85 MPa. Determinaron que a mayor resistencia de la matriz decrece la efectividad de las fibras lo que fue asociado con que se favorece la rotura de las fibras en lugar de su arrancamiento. Esto es, al aumentar la resistencia de la matriz, aumenta la resistencia al arrancamiento y, si esta última supera la resistencia a tracción de la fibra, las mismas se cortan antes de arrancarse.

Sukontasukkul (2001) evaluó hormigones con distintos tipos y dosis de fibras de acero ante cargas de impacto multiaxiales. Comparando diferentes tipos de probetas observó que, en condiciones de confinamiento, los cambios en la respuesta del hormigón ante el impacto pueden variar notablemente y que también se aprecian diferencias en el comportamiento de HRF con distintas fibras.

Así como ocurre al evaluar la capacidad residual en flexión estática, la variabilidad de resultados también es alta cuando se realizan ensayos de impacto. Bard y Ashour (2005) propusieron una modificación del ensayo manual del ACI 544 para reducir la variabilidad en los resultados, resultando de todos modos coeficientes de variación mayores al 30 %.

Zhang et al. (2008) presentaron un ensayo instrumentado de caída libre de peso que permite obtener curvas de carga–tiempo para determinar la tenacidad de la muestra, y comparar la respuesta estática y dinámica.

Wang et al. (2011) realizaron estudios de impactos repetidos a través del método de la barra de Split-Hopkinson sobre probetas cilíndricas aserradas de 70 mm de diámetro y 35 mm de altura, observando el efecto de la velocidad de deformación para distintos contenidos de fibras de acero. Para volúmenes de fibras de 1,5 y 3 % la tenacidad creció respecto al hormigón simple en 125 % y 161 % respectivamente. Para impactos repetidos se encontró que tanto la absorción de energía como la ductilidad postfisuración del hormigón aumentaron a mayor contenido de fibras, por ejemplo, una mezcla con 3 % de fibras presentó una absorción de energía cinco veces mayor que el hormigón simple y 61 % mayor a la reforzada con una dosis del 1,5 %.

Un estudio llevado a cabo sobre hormigones de ultra alta resistencia (Yoo y Banthia, 2017) relaciona la velocidad de deformación (deflexión) de las probetas y el factor de incremento dinámico (relación entre la resistencia dinámica y estática de un material), encontrando que bajo impacto el primer pico de carga es poco influenciado por la esbeltez de las fibras, pero luego de la aparición de la primera fisura el desempeño del compuesto varía según la geometría de las fibras.

Yoo y Banthia (Yoo y Banthia, 2019) encontraron que, aunque el desempeño de los HRF en impacto depende de la tasa de deformación a la que este se vea sometido, la sensibilidad resultó mayor en el caso de tracción directa, seguido de la flexión y compresión. También encontraron que, dentro de las

fibras de acero, las que cuentan con ganchos en extremo son más eficaces para mejorar la resistencia al impacto, seguidas de las onduladas, las de extremos planos y finalmente las de doble cono. Dentro de las fibras de materiales poliméricos y de nylon, el mejor desempeño, comenzando desde la más destacada es el siguiente: polipropileno, alcohol de polivinílico y de poliolefina. Tanto en el caso de fibras de acero como poliméricas, las de mayor esbeltez fueron más eficientes. Por otra parte, al comparar las fibras de carbono frente a las basálticas, estas últimas resultaron ser más eficientes, ya que a altas velocidades de carga las fibras de carbono fallan por ruptura. Y aunque las fibras de vidrio fueron más resistentes que las poliméricas ante impactos repetidos, la mayor sensibilidad de las fibras poliméricas en tracción, produjo que los HRF presentaran mayor tenacidad.

2.4. Consideraciones finales sobre el estado del arte

En el presente capítulo se ha presentado un detallado estado del conocimiento de los aspectos abordados en esta tesis. En primera instancia se ahondó en lo referente al HRF, considerando sus características y materiales y los métodos de caracterización estática. En la segunda parte se profundizó acerca del impacto en HRF. Se plantearon conceptos básicos y fundamentales para el desarrollo de este trabajo de investigación y se revisó exhaustivamente el asunto de la caracterización del material ante este tipo de solicitaciones. Al presentar cada método de ensayo se tuvo cuidado de mencionar los aspectos desfavorables y quedó en evidencia que, a pesar que muchas propuestas han sido planteadas, ninguna es de aplicación general, en primer lugar porque el impacto es un fenómeno de alta complejidad, también, porque la mayoría de los métodos aplicados han sido heredados del estudio de metales, donde se evalúan probetas de pequeñas dimensiones, o requieren instrumentación costosa que en general es de difícil adquisición.

En este sentido, considerando la revisión bibliográfica anterior, los recursos disponibles y las posibles aplicaciones, esta tesis pretende cubrir un área de vacancia y busca desarrollar un nuevo método de ensayo que permita cumplir los objetivos presentados en el Capítulo I, particularmente capaz de valorar la contribución de diferentes tipos y dosis de fibras a la resistencia al impacto del hormigón. El método diseñado se detalla en el Capítulo IV, consiste en una prueba de impacto por caída gravitatoria de peso, que reproduce un impacto duro, de baja velocidad y con cargas repetidas.

Capítulo III

Programa Experimental

3.1. Introducción

En el presente Capítulo se abordan aspectos del programa experimental. Se resumen las campañas experimentales llevadas a cabo para el cumplimiento de los objetivos planteados en el Capítulo I y se describe la metodología empleada en cada Serie incluyendo los materiales, máquinas y herramientas para la preparación de los hormigones. Se presentan las dosificaciones de las mezclas evaluadas y se detalla el manejo y control de calidad en estado fresco. Luego, se relata el tratamiento del hormigón endurecido, abordando el asunto del curado y la preparación de las probetas para los ensayos mecánicos, pero principalmente describiendo los ensayos de caracterización estática implementados y el manejo estadístico de los resultados obtenidos.

3.2. Campañas experimentales

En la Tabla 3.1 se presenta un resumen de Series experimentales desarrolladas en la tesis. Las mismas son numeradas correlativamente. Se plantea el objetivo específico que se cumplió en cada Serie y el capítulo en que se ubican los detalles procedimentales y resultados.

La Serie 01 se llevó a cabo con el objetivo de diseñar una nueva metodología de ensayo, que fuese útil para estudiar al HRF especialmente en estado fisurado e idónea para cumplir con los demás objetivos esta tesis. Las campañas de esta Serie se resumen en el Capítulo IV y se enfocaron en definir el tamaño y tipo de probeta, la geometría del sistema de apoyos, la profundidad de entalladura y posible prefisuración estática de los especímenes, la técnica de medición de la abertura de fisuras, la masa y forma de la punta del proyectil y finalmente la forma de aplicación de las cargas. Aunque en esta etapa se realizaron numerosas pruebas, formalmente se llevaron a cabo tres campañas experimentales: en la primera (Pokorny Alfaro y Vivas, 2018) se probaron distintas profundidades de entalla, anchos de pre-fisuración estática y formas de medir el ancho de fisura. En la segunda (Vivas y Zerbino, 2019b) se evaluó la masa del proyectil, diversos métodos de aplicación de las cargas, se propusieron

y probaron parámetros de análisis del ensayo. En la tercera (Vivas, 2019a; Vivas et al., 2021a) se evaluó la pérdida por fricción debido al contacto entre el proyectil y los rieles, se estudió la isostaticidad del sistema a través de evaluar la fricción en la base del apoyo móvil y se definieron los parámetros de análisis restantes.

Tabla 3.1 Series experimentales, objetivo y capítulo en la tesis.

N°	Título de la Serie	Objetivo	Capítulo
01	Estudios preliminares	Diseñar una metodología de ensayo para evaluar Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) ante impactos, que considere la respuesta antes de la fisuración y en estado fisurado	IV
02	Número mínimo de ensayos	Validar el método de ensayo propuesto, comparando la respuesta de probetas gemelas en iguales condiciones de carga, evaluando la influencia de los parámetros de la prueba y analizando numéricamente la distribución de esfuerzos en los especímenes.	V
03	Influencia de la geometría de la probeta y masa del proyectil		
04: 04a	Análisis numérico: Distribución de tensiones en los especímenes		
04b	Simulación del ensayo de impacto		
05	Impactos crecientes versus ACI 544	Comparar resultados obtenidos con el ensayo propuesto frente a los conseguidos con el ensayo del Comité ACI 544	
06	Influencia del tipo y dosis de fibra	Comparar la respuesta en impacto de HRF con distintos tipos y contenidos de fibras y niveles de resistencia.	VI
07	Influencia de la resistencia de la matriz	Analizar la vinculación entre los resultados del ensayo de impacto y la clasificación establecida en el <i>fib</i> Model Code 2010 en base al ensayo de flexión estática EN 14651	
08	Influencia del agregado		

En aras de validar el método de ensayo propuesto, se llevaron a cabo las Series 02, 03 y 04. En la Serie 02 (Vivas et al., 2021a) se estudió la variabilidad de la prueba y se determinó el tamaño mínimo de la muestra a estudiar, de modo que los resultados fuesen representativos del material y estadísticamente

confiables. En la campaña experimental de la Serie 03 (Vivas et al., 2021b) se analizó la influencia de la geometría de las probetas, de la luz libre entre apoyos y de la masa del proyectil. Estos resultados permitieron proponer una técnica de corrección de resultados ante pequeñas variaciones de las variables de ensayo.

La Serie 04 está compuesta de dos partes, en la primera parte (Serie 04a) (Vivas et al. 2021b) se replicó, a través de modelos computacionales, el estudio paramétrico de la Serie 03 y se analizó, para cada caso, la distribución de esfuerzos en los especímenes antes de la fisuración. Esta campaña permitió comprender parte de los resultados obtenidos previamente y disipar dudas respecto a la esbeltez de la muestra. En la segunda parte (Serie 04b) (Isla et al., 2021), a partir del modelo numérico desarrollado en la Serie 04a, se modeló un ensayo de impactos repetidos, y se analizó la variación de la carga de impacto y de la apertura de fisura durante las Fases 1 y 2 de la prueba.

La Serie 05 se llevó a cabo para cumplir el tercer objetivo de la tesis. En esta campaña (Vivas, 2021c; Vivas y Zerbino, 2022b) se compararon los resultados obtenidos al evaluar muestras de HRF extraídas de un mismo pastón, con el ensayo propuesto en esta investigación y con el del Comité ACI 544 (ACI Committee 544, 1999) que es la prueba de impacto de mayor implementación global. Los resultados de las Series 02 a la 05 fueron volcados en el Capítulo V de la tesis.

En las Series 06, 07 y 08 se comparó la respuesta en impacto de hormigones de distintas características y se analizó la vinculación entre los resultados del ensayo de impacto y la clasificación establecida en el *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012) en base al ensayo de flexión estática EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005). En la Serie 06 (Vivas et al., 2020a) se evaluaron hormigones con la misma mezcla base, reforzados con tres macrofibras de distinto material (acero, vidrio, polímero) incorporadas en dos dosis distintas. En la Serie 07 (Vivas y Zerbino, 2022a) se evaluó la influencia de la resistencia de la matriz de base, se probaron tres HRF distinta relación agua/cemento de la mezcla base, pero con el mismo tipo y contenido de fibra. En las campañas de la Serie 08 se probó la influencia de la forma y tamaño del agregado grueso en la resistencia al impacto. Se evaluaron HRF que incorporaron como agregados canto rodado y piedra partida, en ambos casos con 12 y 20 mm de tamaño máximo nominal.

3.3. Preparación de hormigones

3.3.1. Materiales componentes de las mezclas

a) Agua

El agua empleada en las mezclas provino de la red pública de agua potable, que cumple con lo exigido en la norma IRAM 1601 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2012), conforme a lo permitido por el reglamento CIRSOC 201 (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005)

b) Cementos

A lo largo de la tesis se emplearon varios tipos de cemento, todos cumplen con los requisitos establecidos en las normas IRAM 50000 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000b) e IRAM 50001 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000c). En la Sección 3.3.3 se detallará el tipo de cemento empleado en cada mezcla. En las Tablas 3.2, 3.3 y 3.4 se resume la clasificación allí empleada, así como algunos requisitos que presenta cada clase. Para evitar la pre hidratación se tomaron las precauciones en el almacenamiento de las bolsas, ubicándolas dentro de cajones de madera que las protegían de la humedad ambiente.

Tabla 3.2. Clasificación para cementos de uso general. (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000b).

Tipo de cemento	ID	Composición (g/100g)			
		Clinker + sulfato de calcio	Puzolana (Pz)	Escoria (Es)	Filler calcáreo (Fc)
Cemento portland normal	CPN	100-90	-	0-10	-
Cemento portland con filler calcáreo	CPF	99-80	-	-	1-20
Cemento portland con escoria	CPE	89-65	-	11-35	-
Cemento portland compuesto	CPC	98-65	Dos o más: Pz + Es + Fc \leq 35		
Cemento portland puzolánico	CPP	85-50	15-50	-	-
Cemento de alto horno	CAH	62-25	-	35-75	-

Tabla 3.3. Clasificación de cementos para usos especiales. (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000c).

Tipo de cemento	ID
De alta resistencia inicial	ARI
Moderadamente resistente a sulfatos	MRS
Altamente resistente a sulfatos	ARS
De bajo calor de hidratación	BCH
Resistente a la reacción álcali-agregado	RRAA
Blanco	B

Tabla 3.4. Clasificación de cementos por resistencia según IRAM 50000.
Resistencia determinada según IRAM 1622 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000b, 2002c).

ID	Resistencia a la compresión (MPa)			
	2 días	7 días	28 días	
CP 30	-	>16	>30	<50
CP 40	>20	-	>40	<60
CP 50	>20	-	>50	

c) Agregados

En la Figura 3.1 se presentan los tipos de agregados empleados en la preparación de los hormigones de esta tesis, que son de uso corriente en la República Argentina. Como agregado fino, se usaron arena fina natural y arena de trituración. Como agregado grueso se emplearon canto rodado y piedra partida granítica, ambos con dos tamaños máximos diferentes (12 y 19 mm).

El agregado fino natural estuvo conforme a las exigencias de la norma IRAM 1512 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1994a), mientras que el agregado grueso cumplió con lo establecido en la norma IRAM 1531 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1994b). Previo a la preparación de los pastones, los agregados fueron debidamente lavados.

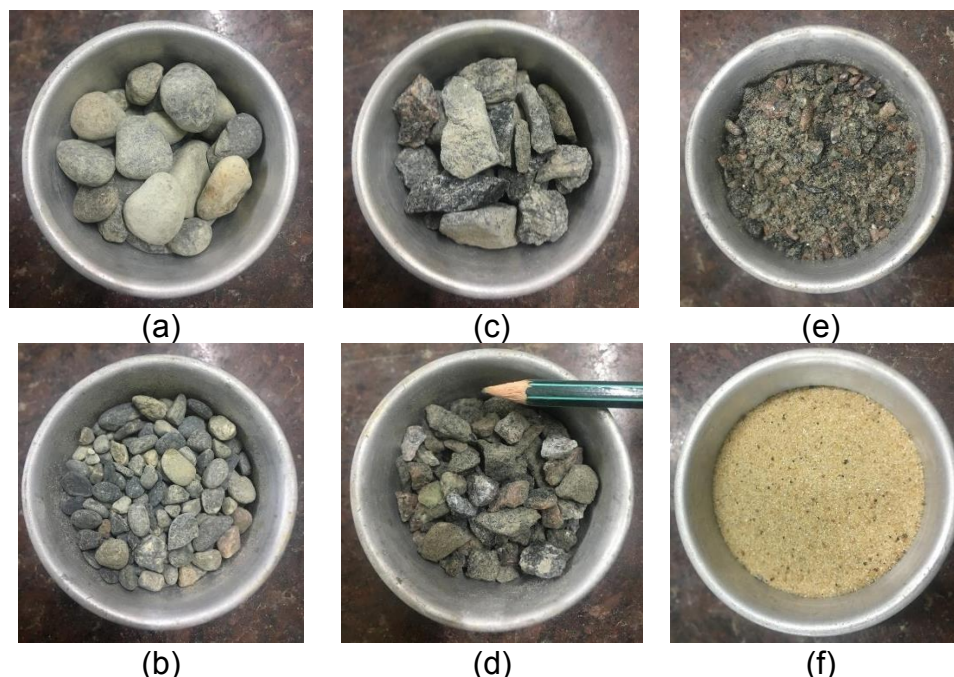


Figura 3.1. Aspecto del: agregado grueso: (a) canto rodado Tamaño Máximo (TM) 19 mm, (b) canto rodado TM 12 mm, (c) piedra partida granítica TM 19 mm, (d) piedra partida granítica TM 12 mm; y del agregado fino: (e) arena de trituración. (f) arena fina natural.

Aleatoriamente se ejecutaron estudios granulométricos de los agregados. La toma de muestras y los análisis se llevaron a cabo conforme a las normas IRAM 1509 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1987) e IRAM

1505 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2003a). A modo de ejemplo, en la Figura 3.2 se muestran los resultados de las granulometrías llevadas a cabo sobre los agregados de la Serie 08. En líneas segmentadas se representaron los límites normativos de IRAM 1627 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1997a) y las curvas granulométricas se representaron en líneas continuas con símbolos, éstas se ubicaron dentro de, o muy próximas, a los límites.

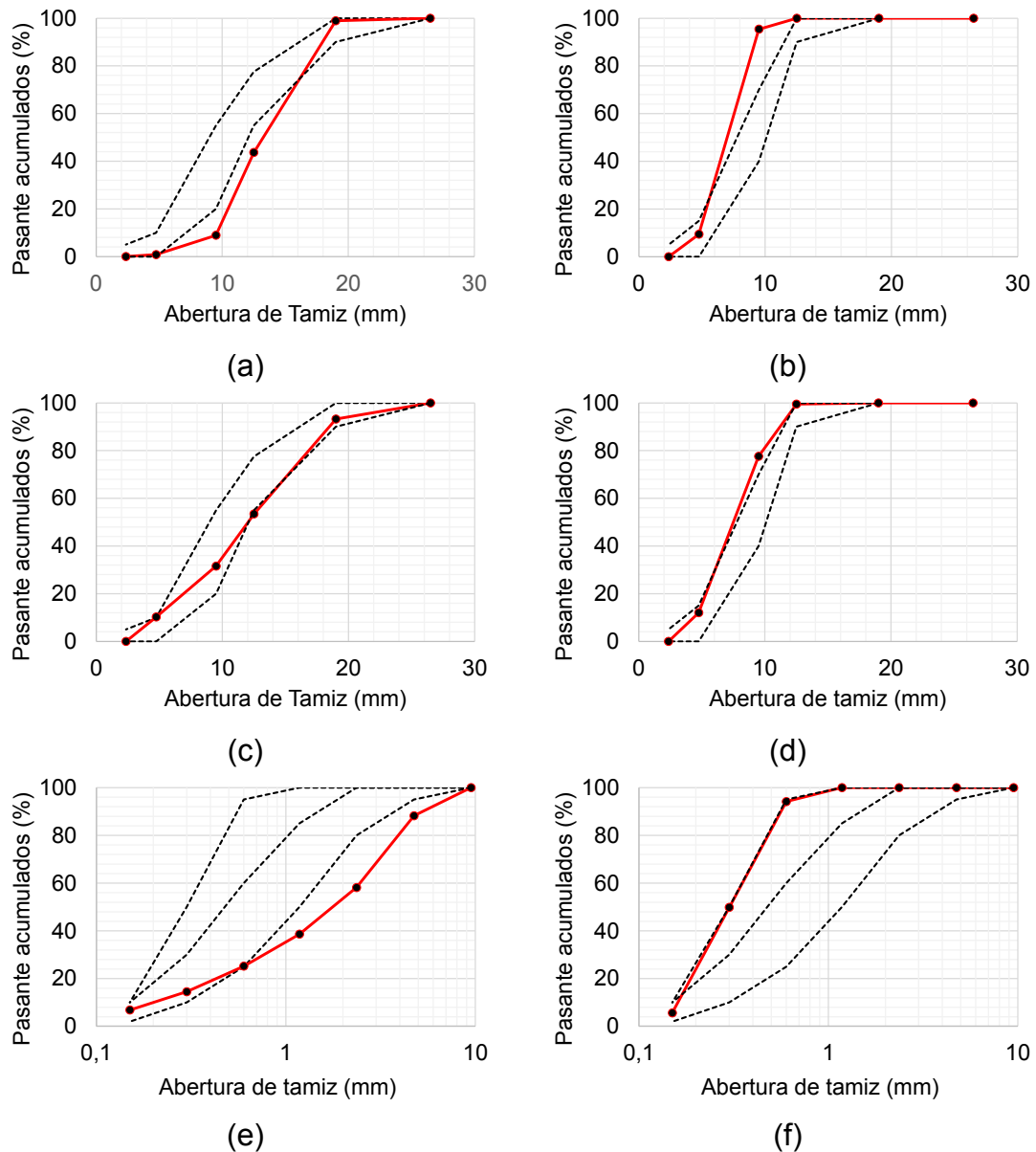


Figura 3.2. Curvas granulométricas del: agregado grueso: (a) canto rodado TM 19 mm, (b) canto rodado TM 12 mm, (c) piedra partida granítica TM 19 mm, (d) piedra partida granítica TM 12 mm; y del agregado fino: (e) arena de trituración. (f) arena fina natural.

En la Serie 08 se verificó la resistencia al desgaste del agregado grueso, por medio de la máquina de “Los Ángeles”, siguiendo los lineamientos de la norma IRAM 1532 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000a).

También, se determinaron las densidades relativas reales, aparentes y porcentaje de absorción de cada tipo de agregado, siguiendo los lineamientos de las normas IRAM 1520 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2002a) e IRAM 1533 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2002b); se determinó la densidad a granel y de los espacios vacíos (PUV_c), en base a la norma IRAM 1548 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2003b) y los índices de lajosidad y elongación, obedeciendo lo determinado en la norma IRAM 1687 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1996, 1997b). A manera de ejemplo, en la Tabla 3.5 se presenta un resumen con los resultados obtenidos en la caracterización de los agregados de la Serie 08.

Tabla 3.5 Características de los agregados.

	Canto Rodado 19 mm	Canto Rodado 12 mm	Piedra Partida 19 mm	Piedra Partida 12 mm	Arena fina natural	Arena trituración
MF	6,91	5,95	6,65	6,10	1,50	3,68
PUV_c (kg/m ³)	1672	1643	1636	1593	1724	1778
Pasante 200 (%)	0,19	0,26	1,11	0,92	0,35	1,42
Pe (ton/m ³)	2,50	2,62	2,58	2,62	2,66	2,71
Absorción (%)	0,74	0,91	0,26	0,29	0,26	0,15
Desgaste Los Ángeles (%)	B: 12,7	C: 11,9	B: 22,0	C: 20,6	-	-
Índice Lajosidad	29,02	29,04	31,22	44,85	-	-
Índice Elongación	13,61	15,70	15,82	19,91	-	-

d) Fibras

En la Figura 3.3 se muestran imágenes de las fibras empleadas esta tesis. Se trata de fibras calificadas, según su tamaño, como macrofibras (ver Sección 2.2.2a), que fueron elegidas por ser ampliamente utilizadas en HRF de resistencia convencional (<60 MPa). Nótese que se eligió al menos una macrofibra por material y se consideraron fibras de acero, de vidrio y poliméricas. En la Tabla 3.6 se resumen las características geométricas y mecánicas de dichas fibras.

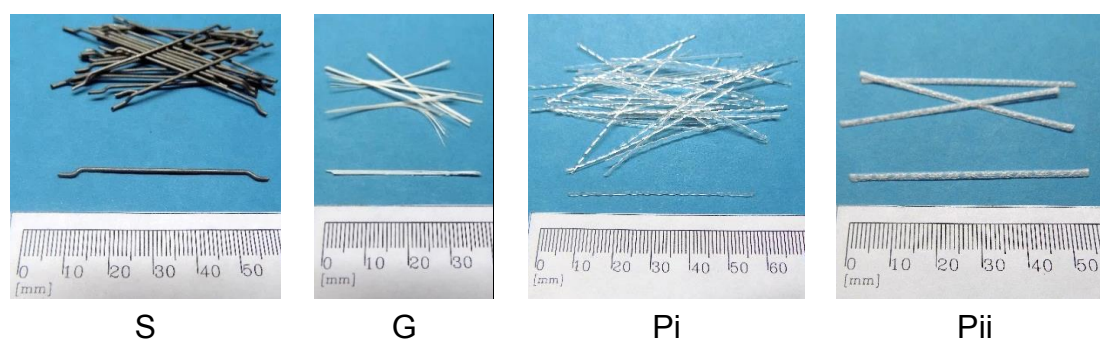


Figura 3.3 Fibras usadas: de (S) acero, (G) vidrio y (Pi, Pii) poliméricas.

Tabla 3.6 Características de las fibras.

Denominación	S	G	Pi	Pii
Tipo de fibra	De acero	De vidrio	Polimérica	
Forma	Con gancho en extremos	Recta	Ondulada	Con relieve continuo
Longitud, l (mm)	50	36	50	58
Diámetro, ϕ (mm)	1,00	0,54	0,60	0,67
Esbeltez, l/ ϕ	50	67	83	87
Resistencia a tracción (MPa)	> 1100	> 1700	>450	> 640
Módulo de elasticidad (GPa)	210	72	6,9	6,8
Densidad (kg/m ³)	7850	2680	920	910

e) Aditivos.

En esta tesis, cuando se requirió, fueron empleados aditivos superplastificantes del tipo y dosis mostradas en la Sección 3.3.3. La cantidad elegida estuvo en concordancia con las recomendaciones del fabricante en aras de no ocasionar disgregación de la mezcla ni retardo en el tiempo de fraguado. En todos los casos se cumplió con las exigencias de la norma IRAM 1663 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2002d).

3.3.2. Máquinas y herramientas

La mayoría de los pastones se realizaron en las instalaciones del Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT), situado a poca distancia del Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata (FI-UNLP) y con el que existe un convenio de cooperación. Las labores se llevaron a cabo en una sala de moldeo y preparación de hormigones con más de 65 m². Para el pesaje de los materiales se empleó una báscula Bianchetti capacidad 125 kg con plataforma de piso. (Figura 3.4a). En el mezclado se utilizó una hormigonera de eje basculante de 150 litros (Figura 3.4b). La compactación se llevó a cabo sobre una mesa vibradora de área 0,8 x 0,8 m (Figura 3.4c).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.4 (a) Balanza, (b) mezcladora y (c) mesa vibradora empleadas en la preparación de las mezclas y probetas.

3.3.3. Dosificaciones

En la Tabla 3.7 se resumen los tipos y proporciones representativas de los materiales empleados en la preparación de las mezclas de cada serie. Se presenta la identificación de cada hormigón, denominación que será empleada en el capítulo respectivo. Las dosificaciones fueron adoptadas entre los proyectos llevados a cabo por el equipo de trabajo sobre HRF de resistencia convencional. Excepto en la Serie 01, donde el objeto era definir el método de ensayo y la Serie 06, donde interesaba estudiar la influencia del tipo y dosis de la fibra, en todas las mezclas se eligió evaluar al menos un HRF con 30 kg/m^3 de fibras S (ver características en Tabla 3.6) ya que este tipo de fibra es de amplia implementación y la dosis es representativa de muchas aplicaciones. Ya que el HRF es un sistema en que la respuesta depende no solo del tipo y dosis de la fibra, sino de la interacción de estas con el hormigón de base, en cada caso se estudiaron las propiedades estáticas del material. Estos resultados son reportados en los Capítulos V y VI.

Tabla 3.7 Proporciones de materiales de los hormigones.

Serie	Hormigón	Cemento		Agregado fino		Agregado grueso			a/c
		Tipo	Dosis (kg/m ³)	Tipo	Dosis (kg/m ³)	Tipo	TM (mm)	Dosis (kg/m ³)	
01	A	CPF40	410	AN	935	PP	12	825	0,41
	B	CPC40	384	AN	859	PP	12 19	440 450	0,43
02	M1								
	M2	CPC50	384	AN	859	PP	20	893	0,46
	M3								
03	-	CPF40	500	AN AT	580 200	PP	12	950	0,3
05	S	CPF40	350	AN	665	PP	19	995	0,45
	P			AT	199				
06	R								
	S25								
	S50								
	G6	CPF40	390	AN	880	PP	12	845	0,41
	G12								
07	P5								
	P10								
	H1		280						0,59
08	H2	CPN50	330	AN	955	PP	19	978	0,50
	H3		380						0,43
08	SP					PP			
	SR			AN	608	CR			
	P	CPC40	360	+	+	PP	19	942	0,5
	R			AT	267	CR			
	SPP					PP	12		

SCR
PP
CR

CR
PP
CR

Tabla 3.7 (continuación) Proporciones de materiales de los hormigones.

Serie	Hormigón	Adición		Aditivo		Fibras		
		Tipo	Dosis (kg/m ³)	Tipo	Dosis (kg/m ³)	Tipo	Dosis (kg/m ³)	Volumen (%)
01	A	-	-	RM	3,4	S	50	0,64
	B	-	-		3,8	Pi	4	0,22
02	M1					S	30	0,38
	M2	-	-	RM	5,20	Pi	4	0,43
	M3					-	-	-
03	-	FC	53	RM	6,00	S	30	0,38
05	S	-	-	RM	3,2	S	30	0,38
	P					Pii	5	0,55
06	R					-	-	-
	S25					S	25	0,32
	S50						50	0,64
	G6	-	-	RM	<5,80	G	6	0,22
	G12						12	0,44
	P5					Pii	5	0,55
	P10						10	1,10
07	H1							
	H2	-	-	AR	< 3,05	S	30	0,38
	H3							
08	SP					-	-	-
	SR							
	P					S	30	0,38
	R	-	-	RM	0,50			
	SPP					-	-	-
	SCR							
	PP					S	30	0,38
CR								

Leyenda:

AN: Arena fina silíceo natural

AT: Arena de trituración

CR: Canto rodado

PP: Piedra partida granítica

FC: Filler calcáreo

RM: Aditivo superplastificante

AR: Aditivo superplastificante de alto rango

3.3.4. Control de hormigón fresco

Para el control del hormigón fresco, se evaluaron la temperatura, el peso por unidad de volumen (PUV), el porcentaje de aire de la mezcla y su consistencia.

Algunos de los ensayos se muestran en la Figura 3.5. En todos los hormigones se midió el asentamiento con el ensayo del tronco de cono de Abrams (Figura 3.5a), conforme a lo establecido en la norma IRAM 1536 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1978).

Complementariamente en algunos casos se aplicaron las pruebas de remoldeo de Powers (Figura 3.5b), la semiesfera de Kelly (Figura 3.5c), reglamentada en la IRAM 1689 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1972) y la mesa de Graf (Figura 3.5d) según la norma IRAM 1690 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1986).

El porcentaje de aire ocluido se midió por el método de presión, empleando el aparato de Washington (Figura 3.5e), conforme a la norma IRAM 1602-I (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1988). El mismo recipiente se usó para la determinación del PUV de cada mezcla.



Figura 3.5 Ensayos al hormigón fresco: (a) asentamiento del tronco de cono de Abrams, (b) de remoldeo de Powers, (c) penetración de la semiesfera de Kelly, (d) mesa de extendido de Graf y (e) determinación del aire ocluido con el equipo de Washington.

3.4. Moldeo y curado de probetas

Todas las muestras fueron compactadas en la mesa vibradora que se mostró en la Figura 3.4c, pasadas a las 24 horas se desmoldaron y fueron llevadas a curado. El curado se realizó principalmente en cámara húmeda (Figura 3.6a), con humedad relativa de 95% y temperatura de 23 °C. Otras muestras fueron curadas sumergidas en agua (Figura 3.6b), con una pequeña adición de cal y a una temperatura promedio de 23 °C. Cumplido el tiempo de curado, las probetas fueron debidamente preparadas para el ensayo y permanecieron en ambiente de laboratorio por un tiempo prudencial, hasta el

momento de la prueba, para evitar cambios en los resultados debidos al contenido de humedad dado que algunos programas de ensayo demandaban varias jornadas por el gran número de probetas implicadas.

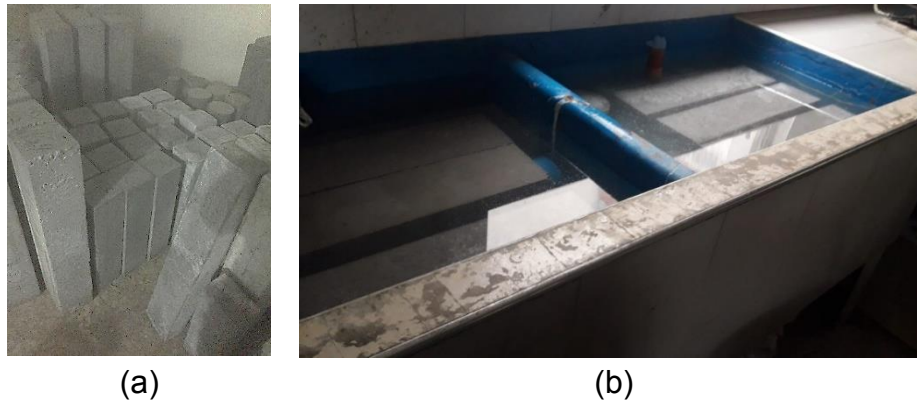


Figura 3.6 Curado de probetas (a) en cámara húmeda y (b) sumergidas en agua.

3.5. Ensayo de caracterización estática

La caracterización estática de los hormigones comprendió básicamente la determinación de la resistencia a la compresión (f_c) del material. En algunos casos también se midió el módulo de elasticidad (E). Del ensayo a flexión se determinaron: la tensión máxima (f_{max}), de primera fisura (f_L) y residuales a 0,5 y 2,5 mm de abertura de fisura (f_{R1} y f_{R3}) respectivamente. Con estas últimas se determinó la relación de tensiones residuales (f_{R3}/f_{R1}) y se clasificó al HRF según la propuesta del *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (*fib*), 2012). A continuación, se muestran detalles experimentales de los ensayos mencionados.

3.5.1. Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad

La resistencia a la compresión de los hormigones se determinó en base al ensayo reglamentado en la norma IRAM 1546 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1992), habiendo preparado las probetas conforme a lo establecido en la norma IRAM 1534 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1985). En esta tesis se emplearon dos tipos de encabezados de las probetas, la mayoría de las veces se usó el mortero de azufre, ejecutado conforme a la norma IRAM 1553 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 1983), como se muestra en la Figura 3.7a; pero en otras ocasiones se emplearon placas de elastómero no adheridas como se indica en IRAM 1709 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2002e).

Los ensayos se ejecutaron en dos prensas marca AMSLER, de 2000 y 5000 kN de capacidad respectivamente. En la Figura 3.7b se muestra el ensayo de una probeta con encabezado de azufre en la primera de estas máquinas. La

Figura 3.7b muestra otra probeta, ensayada con placas elastoméricas, en la segunda. En todas las pruebas la velocidad de carga estuvo entre 0,2-0,6 MPa/s.

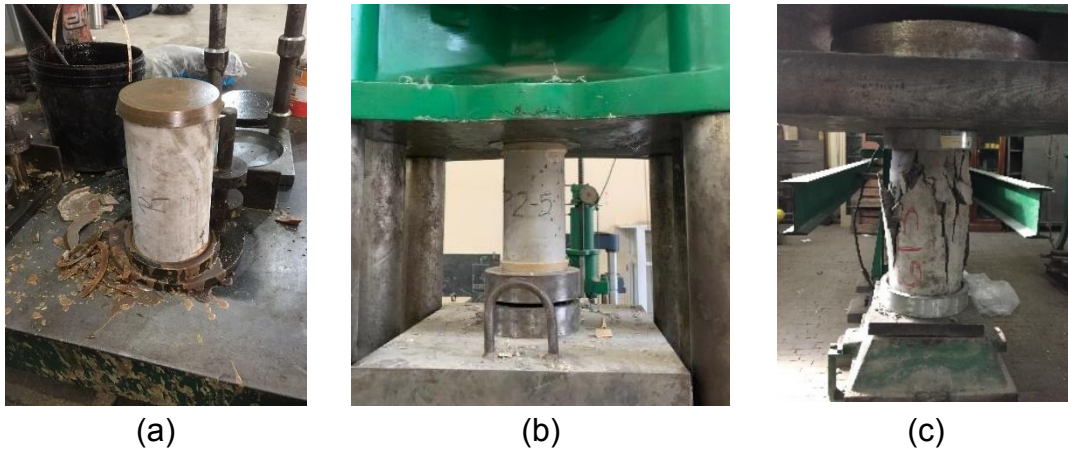


Figura 3.7 (a) Encabezado de cilindro con mezcla termoplástica de azufre. (b) Ensayo a compresión de cilindro con encabezado de azufre. (c) Falla en ensayo a compresión de cilindro con placas elastoméricas.

En algunas series, fue de interés determinar el módulo de elasticidad del hormigón, y se realizó en función de lo establecido en la norma ASTM C-469 (American Society for Testing and Materials, 2006). La deformación específica se midió a través de un sistema compuesto por un compresómetro y micrómetro analógico, como se muestra en la Figura 3.8.



Figura 3.8 Configuración para determinación del módulo de elasticidad.

3.5.2. Resistencia y capacidad residual en flexión

La caracterización estática en flexión de todas las mezclas, se hizo con el ensayo con carga centrada EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005). La metodología de este ensayo fue presentada en la Sección 2.2.3.1. En la Figura 3.9a se muestra el proceso de entallado de los especímenes, mediante aserrado en vía húmeda. En la Figura 3b se puede ver la máquina empleada en los ensayos de esta tesis, que es una prensa con control por lazo cerrado, marca

INSTROM, con capacidad máxima de 1000 kN. En la Figura 3.9c se observa la configuración de la prueba con un acercamiento al transductor tipo clip, que además de recabar parte de la data resultante de la prueba, proporciona los datos para el control de la velocidad de carga del ensayo. Para aberturas de fisura inferiores a 100 micrones la velocidad de carga fue 0,05 mm/min, pasada esta abertura la tasa fue de 0,2 mm/min.

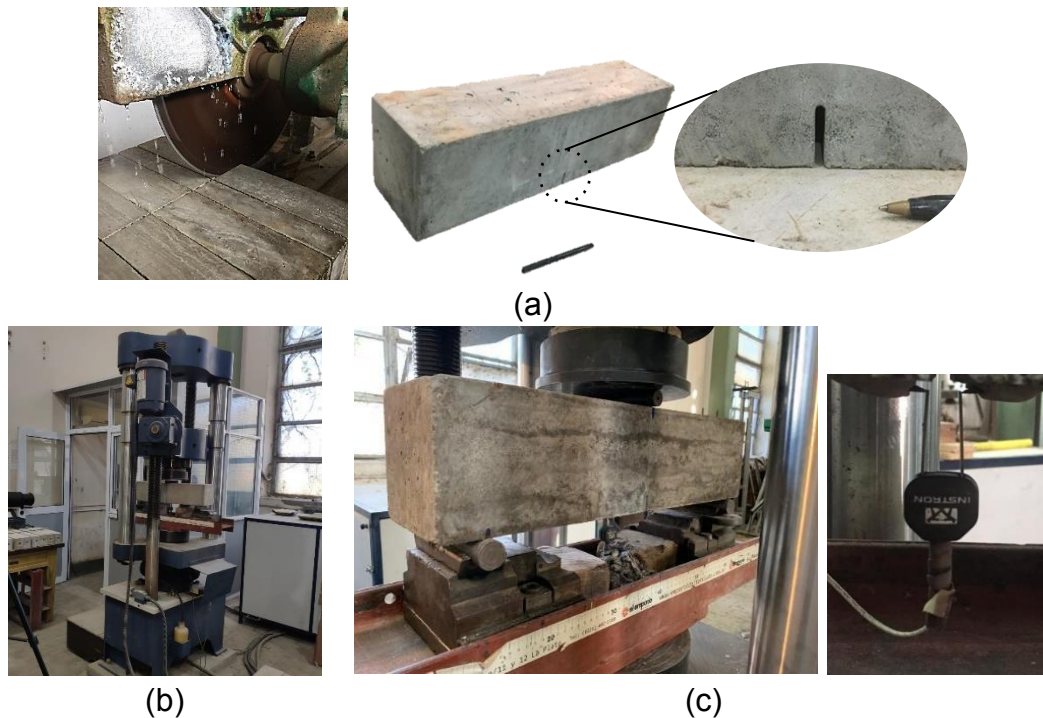


Figura 3.9 (a) Entallado de prismas para ensayo de flexión estática EN 14651.

(b) Prensa con control por lazo cerrado INSTRON, capacidad 1000 kN. (c) Configuración de ensayo de flexión EN 14651.

3.6. Análisis estadístico

Según Osio (Osio, 2020), un grupo de datos requiere el cálculo de *medidas cuantitativas* representativas del conjunto y, si fuere posible, de la población a la que pertenecen. Estas medidas cuantitativas se llaman “estadísticos” y además de resumir la información contenida en el grupo, permiten analizar la muestra en sí misma y respecto a otro grupo de datos. La Figura 3.10 muestra los estadísticos de mayor uso.

Las *medidas de localización* (o de tendencia central) posicionan algún valor central o típico. Como ejemplo tenemos la media aritmética. Las *medidas de dispersión* indican el grado de esparcimiento de los datos alrededor del valor central. Un ejemplo es la desviación típica. Como lo dice su nombre, las medidas de asimetría indican la disposición de los datos respecto a la media aritmética. Algunas medidas de asimetría son: los coeficientes de asimetría de Fisher, Pearson y Bowley. Las *medidas de curtosis* sirven para distinguir el

apuntamiento de los datos, ayudan a distinguir distribuciones “achatadas” de las “puntiagudas”.

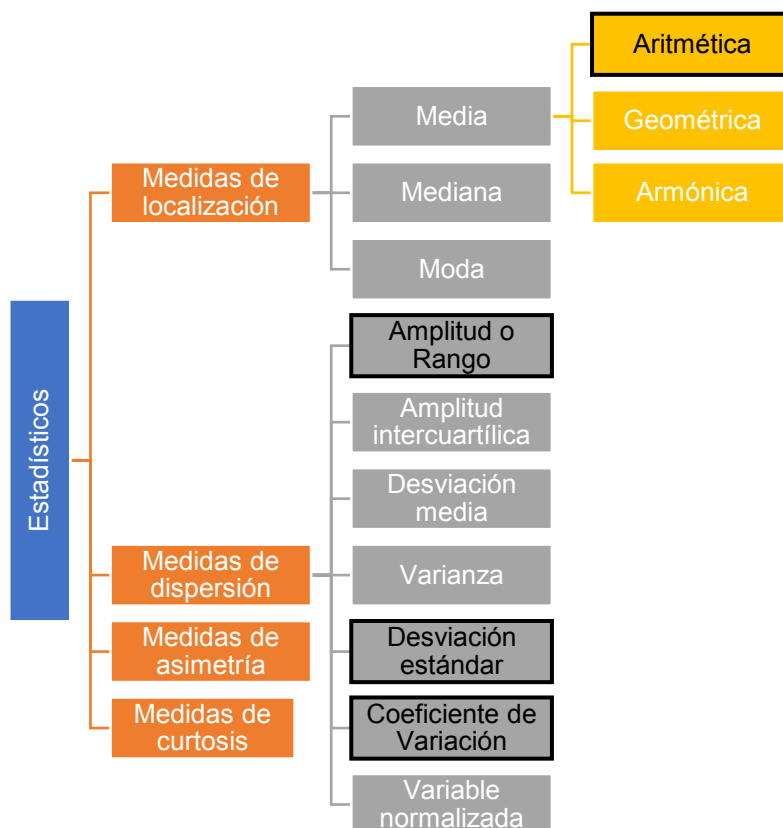


Figura 3.10 Estadísticos. Adaptado de (Osio, 2020).

Para todos los conjuntos de datos derivados de las campañas experimentales de esta tesis se empleará como Medida de localización a la Media aritmética, y como Medidas de dispersión se usarán: el Rango, la Desviación estándar y el Coeficiente de variación. A continuación, se presentan las definiciones y expresiones matemáticas para la obtención de estos “Estadísticos”.

3.6.1. Medida de localización (o de tendencia central)

a) Media aritmética (\bar{x}): también llamada “promedio” o “media”, es el valor obtenido al sumar el valor individual (x_i) de todos los datos de un conjunto y dividir el resultado por el número total de datos de dicho grupo (n). Esta definición se representa en la Ecuación 3.1.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (3.1)$$

3.6.2. Medidas de dispersión

a) Amplitud o Rango: es el intervalo entre el valor máximo y mínimo de un conjunto de datos. Se calcula como la diferencia de las magnitudes de estos dos valores. Comparte la unidad con la variable en estudio. Esta medida sirve para tener una idea rápida del grado de dispersión de los datos, para mayor precisión es recomendable emplear otro estadístico, como la desviación estándar.

b) Desviación estándar (SD): formalmente es la raíz cuadrada de la varianza y se calcula como figura en la Ecuación 3.2, si el conjunto de datos se trata de la población, o como la Ecuación 3.3 cuando se maneja una muestra. En la Tabla 3.8 se indica la denominación de las variables en cada caso. La ventaja de la desviación estándar es que tiene las mismas unidades que la media, que la hace de comprensión más inmediata que la varianza.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2}{N}} \quad (3.2)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (3.3)$$

Tabla 3.8 Denominación de variables en una muestra y población.

(Conjunto) Denominación	(Población) Parámetro	(Muestra) Estadístico
Media	μ	\bar{x}
Varianza	σ^2	s^2
Desviación estándar	σ	s
Tamaño	N	n
Valor individual		x_i

c) Coeficiente de variación (CV): es la relación, expresada porcentualmente, entre la desviación estándar y la media aritmética. En el caso de una muestra se determinaría como sigue:

$$CV = 100 \frac{s}{\bar{x}} \quad (3.4)$$

Capítulo IV

Ensayo de Impacto

4.1. Introducción

En el Capítulo II fueron descritos los métodos de ensayo más conocidos para evaluar la resistencia al impacto en hormigón. En la Sección 2.4 se discutieron las principales limitaciones de dichos métodos y se planteó la necesidad de generar un nuevo método para alcanzar los objetivos de esta tesis. A continuación, se muestra el método diseñado y se describen detalladamente sus principales aspectos. Se reseñan los estudios previos a la definición de la prueba, se describen los elementos de la máquina empleada, las características y preparación de las muestras, se presenta el dispositivo de medición de abertura de fisuras propuesto, se detalla la metodología de aplicación de cargas y los principales resultados que se derivan de la prueba. Se realiza un análisis de la distribución de la energía en el impacto y se evalúan dos fuentes de pérdidas: la fricción entre los rieles y el proyectil, y el roce en la base de los apoyos.

4.2. Estudios preliminares

Como punto de partida, basado en la revisión bibliográfica, considerando la disponibilidad instrumental y viendo las ventajas del método, se estableció que en esta investigación se emplearía un ensayo de caída libre de proyectil (denominado comúnmente como *drop-weight impact test*), pero viendo la gran cantidad de variantes presentes en esta metodología, se decidió evaluar diferentes aspectos y elegir las configuraciones que cumplieran los objetivos planteados para la prueba, los cuales se reseñan a continuación:

- El método debía tener la capacidad de distinguir el desempeño en impacto de hormigones con diferentes tipos y contenidos de fibras.
- El ensayo debería tener la posibilidad de ser implementado sobre hormigones de una amplia gama de resistencias, incluyendo Hormigones de Alta Resistencia Reforzados con Fibras (HARRF).
- Emplearía dimensiones de probetas típicas, favoreciendo el uso de moldes disponibles en la mayoría de los laboratorios, que permitan

incorporar los tipos de fibras y tamaños de agregado recomendados para un HRF.

- El método debía ser adaptable a diferentes tamaños de muestras a fin de poder evaluar al HRF para aplicaciones específicas; como elementos esbeltos, refuerzos de pavimentos (*overlays* y *whitetopping*), orientación de las fibras, entre otras.
- Considerando que las fibras actúan principalmente en estado fisurado, la técnica debía proporcionar parámetros que permitan evaluar y ponderar el desempeño del HRF antes de la fisuración y principalmente en estado fisurado.
- Ser un método sencillo y económico, es decir, que la probeta no requiera una complicada preparación, ser de instrumentación sencilla y accesible, y tener una duración práctica razonable.
- Presentar una dispersión de resultados que derive en un número razonable de repeticiones de ensayo para obtener valores confiables.

Se desarrollaron numerosas pruebas experimentales, sobre hormigones de distinto tipo y con diferentes desempeños. Cada particularidad de la prueba fue definida luego de la comparación de varias alternativas posibles. En la Sección 4.3. se presenta en detalle el método, se describen los dispositivos y la máquina de ensayo, y los aspectos procedimentales. En esta sección, se muestran pruebas preliminares para la definición de los principales aspectos del ensayo, y se comenta el criterio de selección de la opción definitiva. En algunos casos no se requirieron ensayos de prueba, sino que la solución elegida se basó en recomendaciones aportadas por diversos autores consultados en el estudio bibliográfico, o se derivó del consenso de criterios del equipo de trabajo.

a) Tipo y tamaño de probetas: Se ha demostrado que el aporte de las fibras al desempeño en compresión es prácticamente nulo (Zerbino, 2004) y aunque algunos investigadores (Banthia et al., 1996) han evaluado el desempeño en impacto del HRF en tracción uniaxial, resulta más sencillo, y por lo tanto se ha vuelto más habitual (Yoo y Banthia, 2019), ensayar probetas prismáticas a flexión. Por esto, y considerando que una de las consignas de partida fue emplear una muestra que se pudiese moldear a partir de los moldes disponibles en la mayoría de los laboratorios, se pensó en dos tamaños de probetas prismáticas como candidatas para el ensayo: el prisma de 75x103x430 mm empleado en ensayos de cambios de longitud de morteros y hormigones, por ejemplo para medir la contracción por secado o coeficiente de expansión térmica, y el prisma de 150x150x600 mm empleado en ensayos de flexión estática (American Society for Testing and Materials, 2005; Technical Committee CEN/TC 229, 2005).

La implementación de ambos prismas, en cuanto a la disposición en la máquina de ensayo, resultó viable; sin embargo, se prefirió emplear la probeta de sección transversal de 150x150 mm para que pudiesen ser evaluados HRF que contuvieran agregados de mayor tamaño máximo, con la salvedad que se

eligió, no usar la muestra de 600 mm de longitud sino una de 300 mm. De este modo, no sólo el prisma es más fácil de maniobrar, sino que pueden ensayarse las mitades resultantes del ensayo de flexión estática EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005). Como se describió en la Sección 2.2.31, en esta prueba la probeta consiste en un prisma de 150x150x600 mm que se entalla transversalmente en el medio de la mayor dimensión y que, luego de apoyarse simplemente, se carga también al centro, pero en la cara opuesta a la entalla. Si bien la fisura generada no es perfectamente una recta, su esviaje es reducido debido a la pequeña magnitud del ancho de la zona de proceso de fractura (aproximadamente 1 cm). Al finalizar la prueba, se generan dos prismas de 150x150 de sección transversal y longitud entre 290 y 300 mm. Ensayar en impacto estas mitades ha sido aplicada en otras ocasiones, como en el ensayo de corte sobre HRF propuesto por Barragán et al. (Barragán et al., 2006) y la prueba de doble punzonado (Método Barcelona) (Pujadas et al., 2014). Esta modalidad garantiza que el ensayo de impacto se realiza sobre la misma porción de hormigón caracterizado estáticamente, reduciendo incertidumbres. En el Capítulo V se presenta un estudio paramétrico, experimental y numérico, en que se evaluó el efecto de las dimensiones de la probeta.

b) Sistema de apoyos: el apoyo de la probeta es un aspecto fundamental en el ensayo. La distribución de las cargas, el modo de falla y el patrón de fisuración se modifican en función de la disposición del espécimen. En las pruebas iniciales se emplearon los apoyos originales, que se muestran en la Figura 4.1. El cuerpo del apoyo se compone de una plancha (espesor 2,5 cm) en la parte inferior, que ha sido mecanizada para el acople con el riel de soporte; sobre esta se encuentran soldadas dos planchas de igual espesor, de área triangular en cuyo vértice se encuentra la “puntera”. Un detalle de esta puntera se muestra en la Figura 4.1a. La misma presentaba una superficie plana para el contacto con la probeta, que no permitía la rotación. A partir de estas pruebas se vio la necesidad de modificar los soportes, ya que, además de las limitaciones para la rotación del espécimen, posterior a cada impacto las muestras sufrieron saltos verticales y el consecuente desacomodamiento. Los principales cambios realizados a los soportes fueron los siguientes: (1) para permitir la rotación del espécimen se cortaron las punteras y se expusieron los rodillos que el apoyo ya contenía, cuidando que el único movimiento posible de estos fuese la rotación alrededor del eje longitudinal; (2) para evitar el levantamiento de la probeta, se instalaron zunchos de fijación. Estos zunchos fueron modificándose hasta obtener unos que además de soportar las fuerzas de impacto, permitieran una fácil y rápida instalación.

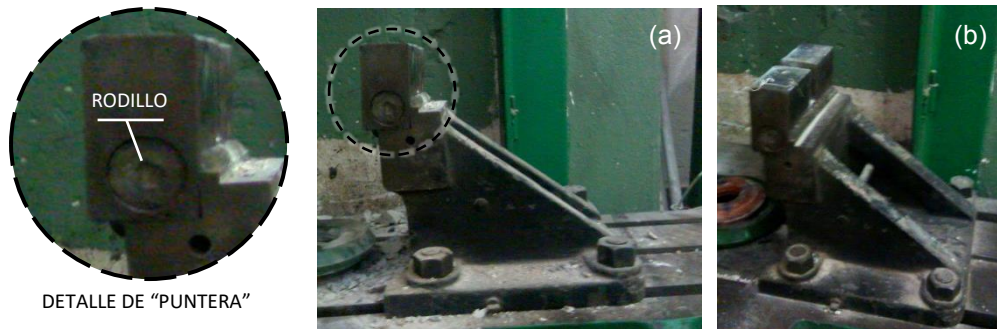


Figura 4.1 Apoyos originales de la máquina de *drop weight impact test* (a) vista lateral y detalle de puntera (b) vista en perspectiva.

En la Figura 4.2 se comparan tres de las soluciones de zunchos probadas en el proceso, la primera (Figura 4.2a) consistió en el empleo de una barra roscada (diámetro 3/8") apoyada en la parte superior de la muestra y dos tensores cable de acero (uno de cada lado de la muestra) que, estando fijados al apoyo y la barra superior, permitían la sujeción regulada por el giro del alma del tensor. Esta solución fue descartada porque el tensor de mayor diámetro comercialmente encontrado (5 mm) se fracturó a los pocos ensayos, a nivel del gancho, por un efecto de fatiga. En la segunda solución (Figura 4.2b) se probó con un gancho Pitón cerrado de 3/8 de pulgadas de diámetro, unido al apoyo, y conectado a través de una tuerca a un aparejo de fabricación propia. El uso de este zuncho quedó limitado a probetas de altura 70 mm ya que comercialmente no se encontraron ganchos Pitón de mayor longitud. En la solución final (Figura 4.2c) se empleó una planchuela de 3/8" (9,53 mm) de espesor agujereada en sus extremos apoyada sobre la probeta, y se fabricaron tensores con el anillo del gancho Pitón, soldados a un segmento de barra de acero de sección circular diámetro 1" (25,4 mm) y un segmento de barra roscada de diámetro 3/8" (9,53 mm). Más detalles de los apoyos modificados se darán en la Sección 4.3.1.

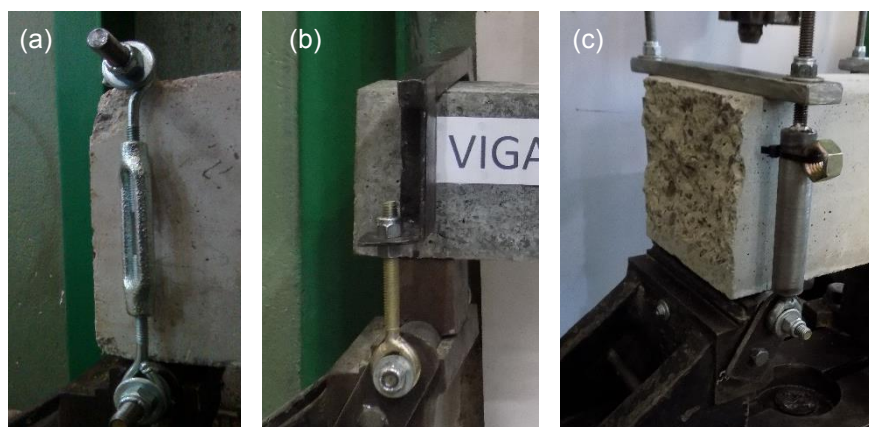


Figura 4.2 Comparación de los zunchos diseñados.

c) Profundidad de entalla y prefisuración: por lo general en los ensayos de flexión estática la relación luz libre entre apoyos (L) versus altura útil del espécimen (h_{sp}) se encuentra entre 3 y 4. Pero la probeta elegida para este ensayo de impacto permitía como máximo una razón L/h_{sp} igual a 2. Esta

reducción de la relación de esbeltez beneficiaba la formación de bielas de compresión (entre el punto de impacto y los apoyos) y en consecuencia una potencial falla por corte. Para evitar este efecto, se propuso practicar, mediante corte, una entalla en el centro de la cara traccionada de la probeta, que por una parte redujera la altura útil de la viga y que por otra funcionara como un localizador de tensiones y por ende de la fisura, lo que además sería favorable para la medición del crecimiento del ancho de fisura.

Llegado a este punto, la profundidad de la entalla (e) era una variable a definir y para ello se ejecutó una campaña experimental, previa a la definición final del método, en aras de establecer la más conveniente. Se evaluó un hormigón (A) que contenía 50 kg/m^3 de fibras de acero (S) de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro, con ganchos en los extremos y una resistencia a tracción del filamento mayor a 1100 MPa. La proporción de los materiales del hormigón A y demás características de fibra S se muestran en el Capítulo III (Tabla 3.7 y Tabla 3.6 respectivamente). El HRF tuvo una resistencia a compresión de 40 MPa, una resistencia a primera fisura en flexión de 4 MPa y resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} iguales a 5,4 y 5,2 MPa respectivamente, determinadas conforme a la norma EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005).

En estas pruebas, la probeta se dispuso con una luz libre entre apoyos de 250 mm (la máxima posible) y las profundidades de entalla (e) evaluadas fueron: 12,5, 25 y 50 mm. Adicionalmente, ya que las fibras actúan una vez fisurada la matriz de hormigón y que se buscaba que el método permitiera evaluar el desempeño en impacto del HRF fisurado, se decidió prefisurar los especímenes en flexión estática y evaluar la influencia del ancho de dichas fisuras. Entonces, se ensayaron probetas sin fisura y otras con anchos de fisura inicial iguales a 0,05, 0,2 y 0,5 mm. En todos los casos se aplicaron impactos repetidos con un martillo de 5 kg de masa liberado desde 50 cm de altura y se registró la cantidad de impactos requeridos para la aparición de la fisura (en los casos que correspondía) y el total de impactos necesario para alcanzar una abertura de 5 mm medidos a 40 mm por sobre la cara inferior de la probeta. En este caso, la altura de caída del proyectil fue elegida arbitrariamente en base a pruebas, conscientes de que en futuras experiencias debía investigarse en detalle la influencia de dicha variable.

En todas las vigas sin prefisurar se alcanzó la fisuración. Como se esperaba, a mayor profundidad de entalla el número total de impactos resultó menor. En la mayoría de los casos se presentó una única fisura que partía desde el fondo de entalla y llegaba al centro de la cara superior (punto de aplicación de la carga), exceptuando las probetas con entalla de 12,5 mm de profundidad sin prefisurar, en que adicionalmente se observaron daños en la zona de contacto con los apoyos, y se evidenció mayor ramificación y tortuosidad de las fisuras. Las probetas de 25 mm de profundidad sin fisuración previa, requirieron entre alrededor de 30 impactos para alcanzar la falla, mientras que las vigas con

entallas de 25 mm prefisuradas, necesitaron en promedio 26 impactos, sin que se apreciara una influencia notable del ancho de prefisuración.

Al final de esta campaña se descartó la opción de prefisurar las probetas, por no observar diferencias significativas entre los resultados obtenidos en especímenes prefisurados estáticamente y aquellos en que la fisura inicial fue generada con impactos. Se consideró de interés evaluar la influencia de las características del hormigón en el ancho inicial de la fisura producida en impacto. Por otra parte, se eligió preliminarmente implementar entallas de 25 mm de profundidad, ya que por una parte era la misma requerida para los ensayos de flexión estática según la norma EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) y no se necesitaría un adiestramiento especial del personal de apoyo para su realización. Pero principalmente porque con esta profundidad se presentaron fisuras compatibles con una falla en flexión del espécimen y la duración del ensayo resultó razonable (ni muy prolongado, ni muy breve). Estos criterios preliminares fueron puestos a prueba en posteriores campañas experimentales y a través de análisis por modelado numérico, los que serán presentados respectivamente en las Secciones 5.3 y 5.4.

d) Medición de abertura de fisura: el mayor interrogante en la definición del método fue qué variable(s) medir, ya que en la etapa de revisión bibliográfica no quedó claro cuál sería la más conveniente, y se evidenció que un gran número de magnitudes, de diferente naturaleza, habían sido consideradas en este tipo de pruebas.

Entre las variables analizadas por diversos autores aparecen el número de impactos, la altura de caída, la magnitud de las fuerzas en el impactor y/o en los apoyos y la aceleración del espécimen, entre otras (Yoo y Banthia, 2019). Sin embargo, considerando que en los ensayos estáticos de mayor implementación, que son las pruebas de flexión con carga centrada según la norma EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) y el ensayo de flexión con carga a los tercios según la norma ASTM 1609 (American Society for Testing and Materials, 2005), se miden respectivamente la abertura de fisura en la boca de la entalla (CMOD) y la deflexión (δ), se planteó también probar estas variables como posibles magnitudes a medir en la prueba impacto propuesta.

Para ello, en la campaña experimental antes detallada (literal c), se instrumentaron los especímenes con dos extensómetros analógicos (ver Figura 4.3a), uno adherido a la cara frontal de la probeta, dispuesto con el eje de medición paralelo al eje longitudinal de la misma y a 40 mm de su cara inferior, que permitiera medir la abertura de fisura (COD) y otro fijado a la máquina de ensayo a través de una base magnética, dispuesto con su eje de medición de forma vertical, que permitiera medir el descenso de la viga en el centro de la cara traccionada.

A partir de estas pruebas, se obtuvieron curvas apertura – flecha como ilustra la Figura 4.3b, donde se evidenció que la COD y la δ eran variables

linealmente relacionadas, por lo que medir una sola de ellas sería suficiente. Y aunque se eligió la COD, como variable a medir en el ensayo de impacto, se observó que las vibraciones generadas por los impactos en ocasiones produjeron el desprendimiento del instrumento de medición y afectaron su integridad. Por tal motivo, se evaluaron otras opciones para poder medir la COD.

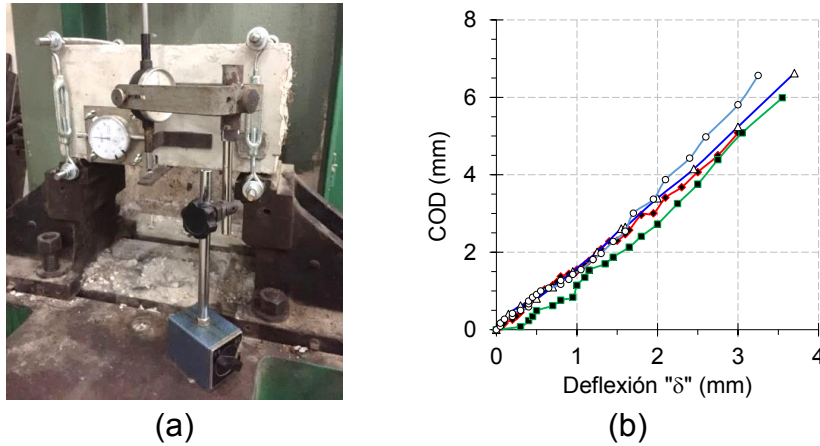


Figura 4.3 (a) Instrumentación para medición de COD y δ (b) relación COD versus δ en ensayos de impacto.

En la Figura 4.4 se resumen tres de métodos de medición de la abertura de fisura probados en los estudios preliminares. Cabe resaltar que estos no fueron los únicos, pero son los que dieron mejores resultados. Por su sencillez y rápida implementación, la plantilla comparadora de fisuras (Figura 4.4a) resultó en una buena opción, pero fue descartada por la baja precisión y sensibilidad de las medidas, además de la poca cantidad de anchos de fisura disponibles en cada plantilla. Además de los problemas ya mencionados en el párrafo anterior con respecto al extensómetro analógico adosado al espécimen (Figura 4.4b), debe mencionarse que esta opción también se descartó por ser la más compleja de implementar, requería una larga preparación de la muestra y era relativamente más costosa por la alta cantidad de pegamento epóxico requerido. Sin dudas, la mejor opción resultó ser el empleo de un microscopio digital fijado a la máquina a través de una base magnética (Figura 4.4c), que además de ofrecer una alta sensibilidad y precisión en las medidas del ancho de fisura, no requiere una gran preparación ni estar adosado al espécimen, lo que evita daños en el equipo por el efecto de los impactos. En la Sección 4.5 se ahondará en los detalles de este equipo y en otros aspectos relevantes de su medición.

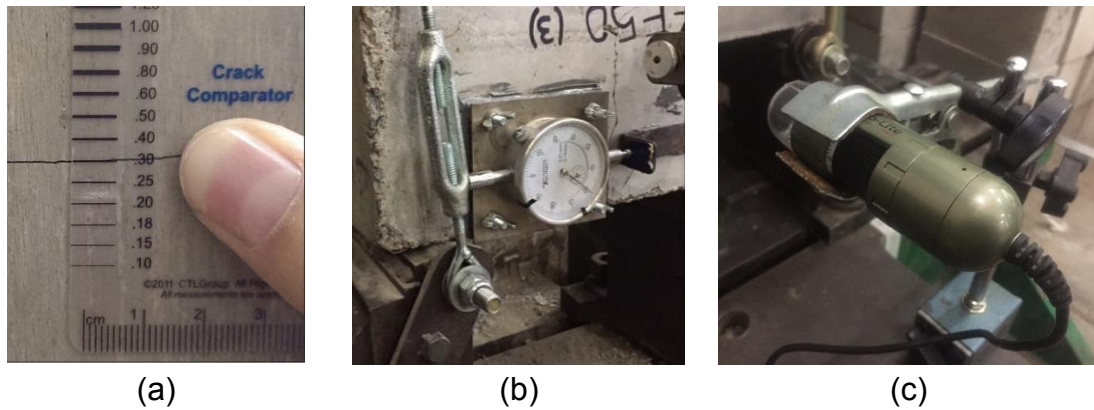


Figura 4.4. Métodos de medición de abertura de fisura: (a) Plantilla comparadora de fisuras (b) Extensómetro analógico adosado al espécimen (c) Microscopio digital (DinoLite®).

e) Forma del impactor: se denomina “impactor” (o Tup) al extremo inferior del proyectil, que es la zona que entra en contacto con la probeta. Definir la geometría de esta pieza es fundamental en el ensayo de impacto porque dependiendo de ella se modifican la distribución de cargas en el espécimen. En la revisión bibliográfica se encontró que existen muy diversas opciones, pero esencialmente se han implementado impactores hemisféricos y rectos. Un impactor hemisférico imprime la carga puntualmente sobre el espécimen, mientras que el impactor recto la distribuye linealmente.

Los proyectiles empleados en esta investigación cuentan con ambos tipos de impactores (Figura 4.5); El impactor lineal era originalmente de 39,5 mm de longitud (Figura 4.5b), pero el mismo fue modificado a través de la adición de dos suplementos, como se ve en la Figura 4.5c, en aras de que el impacto proporcionado a las probetas elegidas (de 150x150x300 mm) se distribuyera uniformemente en todo el ancho. Más detalles de este proyectil se presentarán en la Sección 4.3.2.

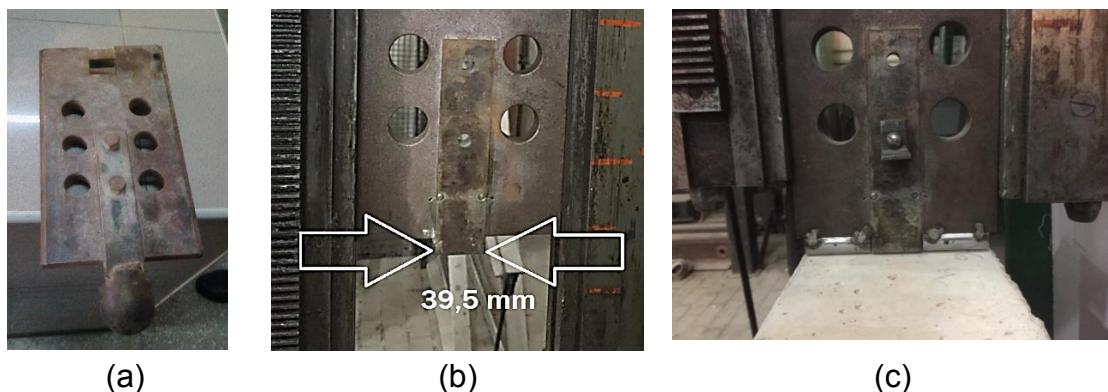


Figura 4.5 Impactores del proyectil de 5 kg (a) hemisférico (b) lineal de 39,5 mm de longitud (c) modificación al impactor lineal, 150 mm de longitud.

f) Masa del proyectil y patrón de cargas: como se mencionó en el literal c de esta sección, la forma de aplicar las cargas fue objeto de estudio en la etapa preliminar porque indudablemente la magnitud de energía de cada impacto y la

manera de aplicarla sobre el espécimen, influye en la respuesta. Aunque al principio se manejó la posibilidad de aplicar un solo impacto en cada ensayo, esta opción se descartó por varias razones: en primer lugar, porque fue imposible definir una velocidad y magnitud de energía del impacto que permitiera la evaluación de hormigones de una amplia gama de resistencias; también la realización de un ensayo de impacto simple, como se le llama a las pruebas en que se proporciona un único impacto, requería instrumentación especializada y costosa de difícil acceso; pero la razón de mayor peso fue que, en muchas aplicaciones en que el HRF se ve sometido a impactos, como en los pavimentos y pisos industriales, las cargas son aplicadas de forma repetida. Por tal motivo, se optó por un ensayo de impactos sucesivos. Sin embargo, existían dos posibilidades para este tipo de ensayos, una eran los ensayos de impactos repetidos de igual magnitud de energía y velocidad, como el ensayo propuesto por el Comité 544 del ACI (ACI Committee 544, 1999), o las pruebas de impactos variables, como la exigida para el control de calidad de las baldosas y soleras en el Manual de Pavimentación del Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (Servicio de Vivienda y Urbanización Metropolitano. Subdirección de Pavimentación y Obras Viales, 2020).

Con el objeto de definir cuál de las dos opciones resultaba más conveniente para evaluar un HRF y cumplir con los objetivos del ensayo planteados al inicio de esta sección, se llevó a cabo una campaña experimental específica (Vivas y Zerbino, 2019); En ella se evaluó un HRF (B) que incorporaba 4 kg/m^3 de macrofibras poliméricas (Pi) y tuvo una resistencia a compresión de 35,4 MPa, un módulo resistente en flexión de 4,0 MPa y resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} de iguales a 0,7 y 0,5 MPa respectivamente. Para los ensayos de impacto se emplearon probetas de 150x150x300 mm, obtenidas a partir de las mitades resultantes de los ensayos de caracterización estática, a las que se les realizó mediante aserrado una entalladura de 25 mm de profundidad en el centro de la cara traccionada.

Las mismas fueron ensayadas con una luz libre entre apoyos de 240 mm. Se practicaron dos métodos de ensayo resumidos en la Tabla 4.1, uno a “alturas fijas”, que consistió en proporcionar impactos repetidos de un proyectil de masa m_H desde una altura h_H , y otro de “alturas crecientes” que se dividió en dos fases: *antes de fisurar*, donde se incrementó la altura en forma escalonada a partir de una altura inicial (h_H) con incrementos de magnitud Δh_H , y *postfisuración*, donde se repitió este proceso incrementando la altura, también a una magnitud Δh_H , cuando la abertura de fisura en el fondo de la entalla (COD) no creció más de 1 mm luego de tres impactos. Este criterio se estableció para mantener la energía por golpe cuando la magnitud de energía era suficiente para provocar el arrancamiento o rotura de las fibras, pero a la vez, para evitar un excesivo número de impactos si la energía no provocaba mayores cambios. En todos estos ensayos, se detuvo la prueba cuando la COD superaba los 5 mm, lo cual se definió como “falla”.

Como indica la Tabla 4.1 esta campaña se llevó a cabo con diferentes proyectiles, uno de 5 kg (m5) y otro de 10 kg (m10) de masa, y los parámetros de la prueba fueron elegidos de forma tal, que con ambos proyectiles se entregara la misma energía por impacto y se pudiese comparar la respuesta. La intención fue poner en evidencia diferencias en los resultados por efectos inerciales de la pesa, como fuera advertido por algunos autores (Barr y Bouamra, 1988).

Tabla 4.1 Configuración del ensayo de impacto a “alturas fijas” y a “alturas crecientes”.

Método	Muestra	m_H (kg)	h_H (cm)	Δh_H (cm)	E (J)	Muestra	m_H (kg)	h_H (cm)	Δh_H (cm)	E (J)
Alturas fijas	m5h10		10	-	4,91	m10h5		5	-	4,91
	m5h15	5	15	-	7,36	m10h7,5	10	7,5	-	7,36
	m5h20	(m5)	20	-	9,81	m10h10	(m10)	10	-	9,81
	m5h30		30	-	14,72	m10h15		15	-	14,72
Alturas crecientes	m5 Δ h10	5 (m5)	10	10	4,91	m10 Δ h5	10 (m10)	5	5	4,91

En los ensayos de impacto se calculó el cociente entre la energía acumulada para la falla y el área de la sección fracturada (E/A); en la Figura 4.6a se representa la variación de E/A para distintas alturas fijas, h_H . Se observa que E/A fue mayor a menor altura y, a una misma altura, se requirió mayor energía con el proyectil m5. Además, se puede ver que a una altura de 5 cm con m10 y 10 cm con m5 (ambos casos de igual energía potencial) no se produjo la fisuración del espécimen. Por otra parte, al analizar la evolución de la COD en función de la energía acumulada (Figura 4.6b) se vio que el nivel de energía al que fisura el hormigón varió con la configuración de ensayo. En general, en los ensayos de impactos repetidos de igual energía, la fisuración se alcanzó antes con el proyectil más pesado liberado a una menor altura. Pero luego de la fisuración, se observó una tasa de crecimiento de la COD relativamente similar con ambos proyectiles ($\approx 0,03$ mm/J). Sin embargo, dicha velocidad fue mayor para la metodología de alturas crecientes ($\approx 0,1$ mm/J), aunque también similar para ambos proyectiles, m5 y m10.

Con esta experiencia se aprendió que, aunque la implementación de un método con alturas fijas implica que todas las probetas se vean sometidas a un mismo historial de carga, lo que facilita la comparación de resultados, puede que, si la energía del impacto no es suficiente, no ocurra la fisuración o se alcance con un número de impactos muy elevado. Pero también se observó si bien el método de “impactos crecientes” supera dicha dificultad, el criterio de incremento de altura aplicado en esta campaña, no es el más indicado porque cada probeta se vería sometida a una historia de cargas distinta, limitando las comparaciones. Por tales motivos, el método de ensayo a alturas fijas fue descartado en esta tesis y, aunque se adoptó el método de alturas crecientes, se estableció un

patrón de impactos diferente a los probados en esta campaña de ensayos, descartando el criterio de incremento de altura en base a la abertura relativa de la fisura. El Patrón de impactos definitivo se describe en la Sección 4.6., emplea el proyectil m5, consta de dos Fases (pre y post fisuración) y se diseñó para ser aplicado en hormigones de diversos desempeños, incluso mezclas de alta resistencia. Con este patrón de impactos, es confiable la comparación entre diferentes ensayos, ya que todas las muestras se someten a la misma historia de aplicación de cargas.

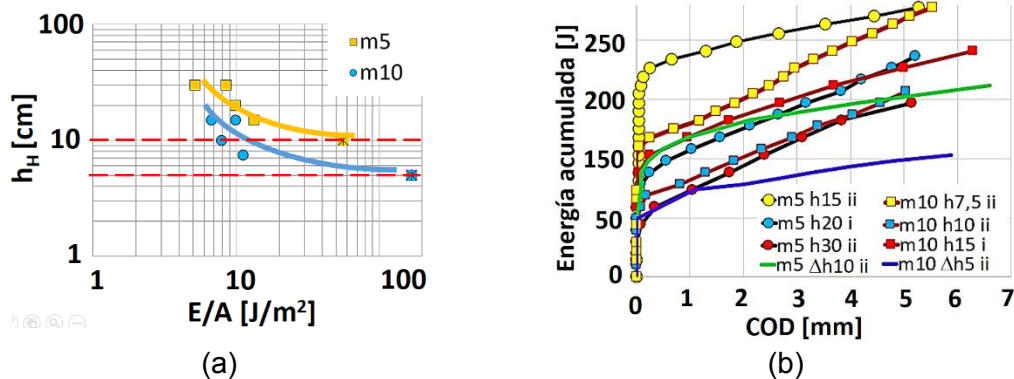


Figura 4.6 (a). Energía ponderada (E/A) vs altura de caída (ensayo de altura fija) (b). COD vs energía acumulada (ensayo de altura fija y ensayo de altura variable).

A continuación, se presentan detalles del ensayo de impacto resultante de la etapa preliminar, que se corresponde con lo implementado en el resto de la investigación. Se denominará a la prueba “Ensayo de Impactos Crecientes” (o GIL por las siglas en inglés de *Growing Impact Load* que significa Cargas de Impacto Crecientes). Se describen la máquina y los dispositivos empleados y se presentan algunos detalles teóricos y experimentales que se consideran relevantes.

4.3. Máquina de ensayo

La máquina empleada en el Ensayo de Impactos Crecientes se denomina “Torre de caída”, y es la misma implementada en el ensayo de desgarramiento de aceros, conforme a la norma ASTM E436 (American Society for Testing and Materials, 1997) y en la prueba de determinación de la temperatura de transición dúctil-frágil en aceros ferríticos, reglamentada en la norma ASTM E208 (American Society for Testing and Materials, 2000). La máquina empleada en esta tesis se encuentra en el Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT), en La Plata, Buenos Aires, Argentina; es marca Alfred J. Amsler & Co®, manufacturada en Schaffhouse, Suiza, código 7578.

La Figura 4.7. muestra una fotografía y un esquema general de la máquina de ensayo. Se señalan las dos partes principales: (1) El *sistema de desplazamiento del proyectil*, que se compone de una estructura de hormigón y

acero que soporta dos rieles verticales y paralelos entre sí, que guían el movimiento de un proyectil (también denominado pesa o martillo), el cual, durante el ensayo, se deja caer debido a la acción de un dispositivo activador desde una altura preestablecida. La máquina posee un motor eléctrico para el izado y un recorrido de proyectil poco superior a los 4 m; pero existen otras, en que el levantamiento podría ser manual y el recorrido poco menor. (2) El *sistema de soporte del espécimen*, ubicado en la parte inferior de la máquina, que posee una “base de acero”, que reposa sobre la fundación de hormigón, cuya geometría funge de guía el movimiento de los apoyos y “los apoyos” que, dotados de zunchos de fijación, son los elementos que soportan directamente al espécimen.

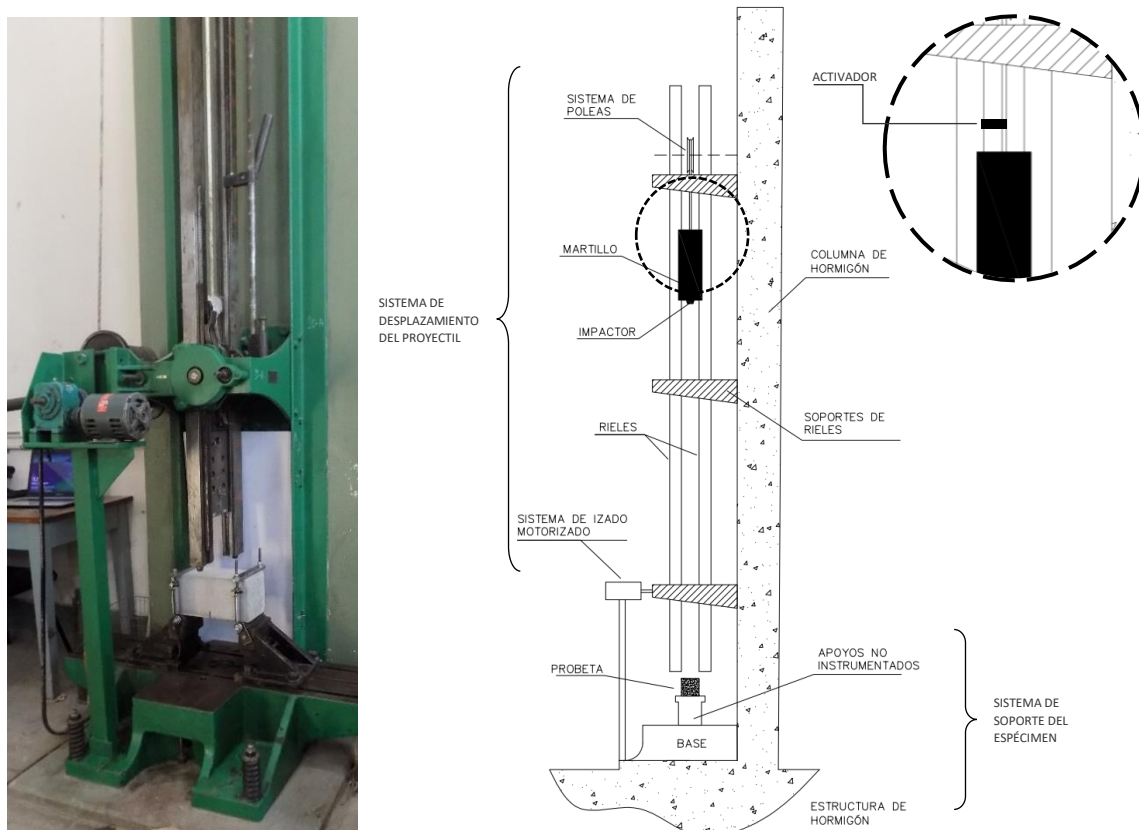


Fig. 4.7. Torre de caída para ensayo de impacto.

En la Figura 4.8. se muestran dos vistas del sistema de soporte del espécimen, incluyendo el proyectil y la probeta; donde se señalan las diferentes partes de la máquina y se aprecian los despieces de los apoyos (o soportes) y de los zunchos de fijación.

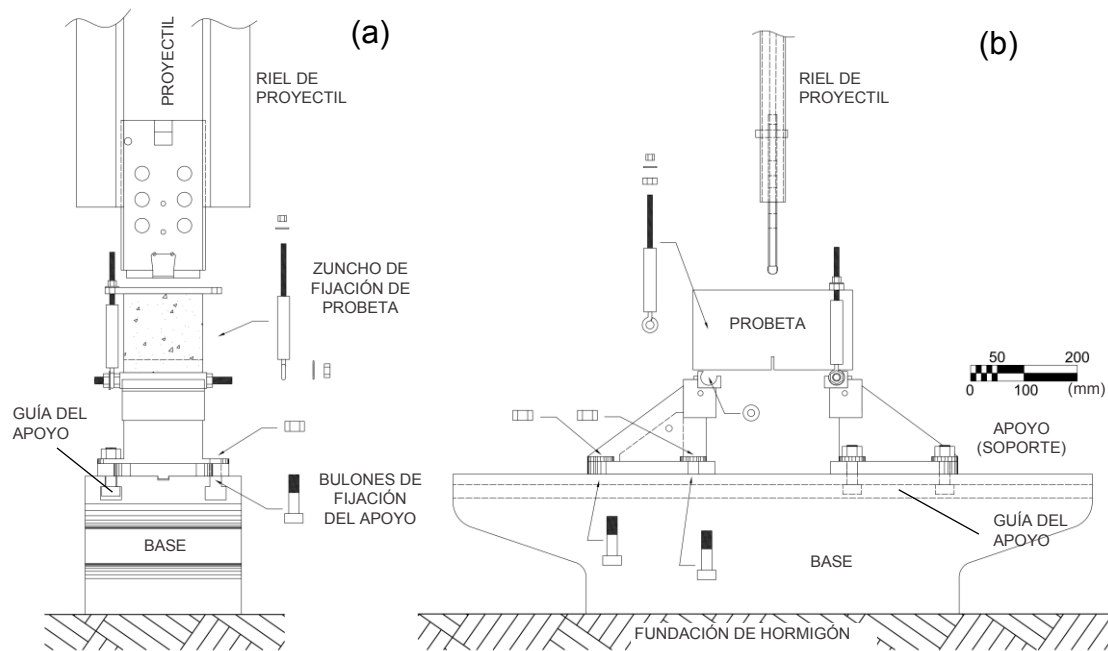


Fig. 4.8 (a) Vista lateral y (b) vista frontal del sistema de soporte de la torre de caída para ensayo de impacto.

4.3.1. Apoyos

Los apoyos son elementos de acero que fueron adaptados para la disposición de las probetas de hormigón de manera que, una vez fisuradas, hicieran posible la rotación sobre un plano paralelo a la cara frontal de las mismas (ver Figura 4.9).

Los apoyos descansan sobre un par de rieles que guían el movimiento relativo entre ellos y permiten el ajuste de la luz libre desde 100 hasta 700 mm. La fijación (o liberación) de su desplazamiento es posible gracias a cuatro bulones especiales, que posee cada apoyo, que en combinación de la geometría de las “guías del apoyo” generan un acoplamiento que impide el levantamiento del soporte durante el impacto. Este sistema además es útil, porque en el ensayo se requiere que se impida el movimiento traslacional de uno de los apoyos, mientras que el del otro sea permitido. Para esto último, es importante que las piezas del apoyo en contacto con la base se encuentren debidamente lubricadas.

En la Figura 4.10 se observa el detalle del contacto entre el espécimen y el apoyo. Dicho contacto se da a través de un rodillo de acero que posee cada soporte, cuyo único movimiento permitido es la rotación alrededor de su eje longitudinal. Para ello, se diseñó un “tope” que impide la traslación en dirección del eje longitudinal y la geometría de la almohadilla donde se inserta el cilindro se preparó especialmente para evitar el levantamiento. La Figura 4.11 muestra los zunchos de fijación preparados para la sujeción del espécimen. Están compuestos de una planchuela, un tensor y el rodillo de apoyo. La planchuela se ubica sobre la cara superior de la probeta y es de 3/8” de espesor agujereada en sus extremos para el paso de los tensores. Los tensores se ubican a los laterales

del espécimen, están diseñados para adaptarse a la altura de la probeta y se han fabricado con el anillo de un gancho Pitón soldado en un extremo de un segmento de barra lisa de sección circular (diámetro 1" y 120 mm de longitud) más una barra roscada (diámetro 3/8" y 100 mm de longitud) soldada en la otra punta. El cilindro de soporte es 30 mm de diámetro al que se le soldaron en los extremos dos segmentos de barra roscada para la inserción en el anillo del tensor. Todas las tuercas empleadas en el zuncho son del tipo autofrenantes, para evitar su movimiento producto de la vibración ocasionada por los impactos. Estas características de los apoyos hacen posible ajustarse a la luz libre de ensayo y la rotación plana de la probeta. Estos apoyos permiten un ancho de probeta máximo de 160 mm y probeta de hasta 200 mm de altura. Aunque podrían ser admitidos especímenes de mayor altura con la implementación de un suplemento en la barra roscada del tensor.

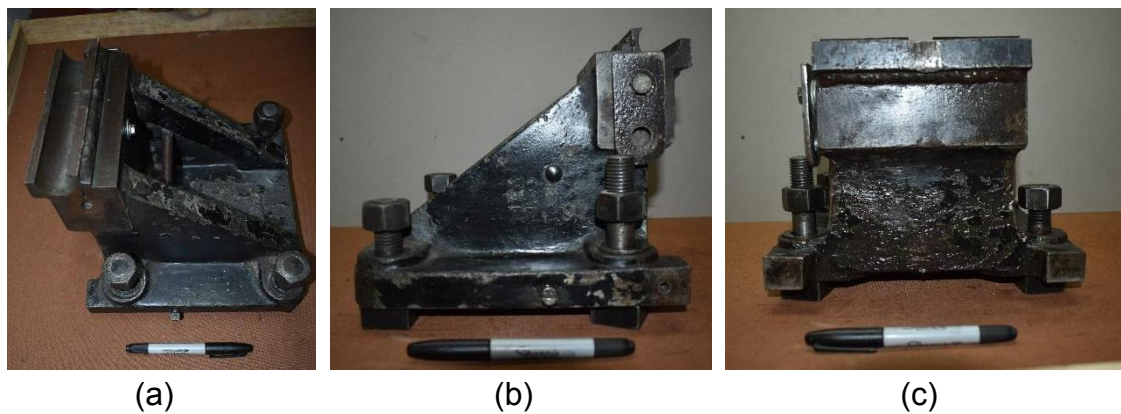


Figura 4.9 Vistas del apoyo: (a) perspectiva (b) lateral (c) frontal.



Figura 4.10 (a) Detalle del rodillo de contacto con el espécimen y (b) almohadilla de inserción del rodillo.

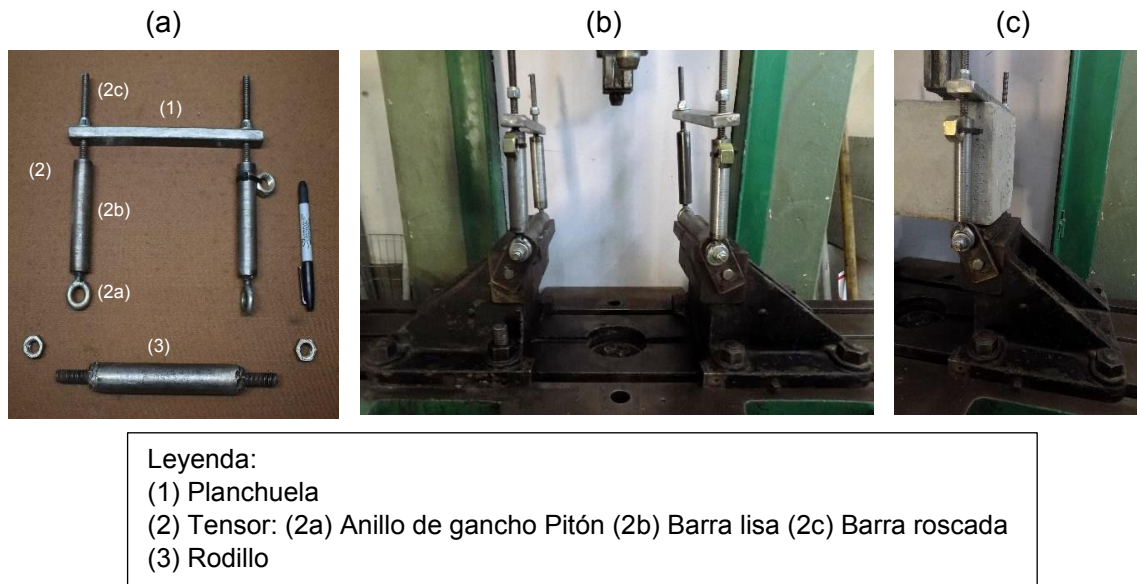


Figura 4.11. Zunchos de fijación del espécimen: (a) despiece (b) armado y (c) probeta sujeta por el zuncho.

4.3.2. Proyectoil

El proyectil (también llamado pesa o martillo) es el elemento que se levanta antes del impacto, y una vez liberado, gana velocidad por la acción de la gravedad para luego impactar con el espécimen dispuesto en la zona inferior y transmitir la energía. Por lo general se compone de dos partes: *el cuerpo*, cuya función principal es aportar masa, y *el impactor* (o tup) que es la parte que entra en contacto con la probeta. Las torres de caída por lo general admiten el cambio de proyectiles y en la Figura 4.12 se muestran los proyectiles disponibles en la torre de caída presente en el LEMIT, los cuales pueden ser de 5, 10, 15, 20, 25, 50 o 75 kg, este último se logra al unir las piezas de 50 y 25 kg. Sin embargo, como se anticipó en la Sección 4.2f, en el ensayo propuesto en esta tesis se emplea el proyectil de 5 kg. En adelante, a menos que no se indique lo contrario, al mencionar “el proyectil” se hace referencia al de masa igual a 5 kg.

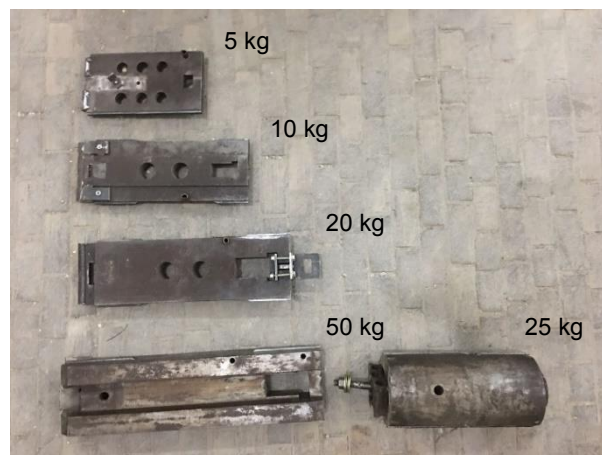


Figura 4.12 Proyectiles disponibles en la torre de caída del LEMIT.

En la Figura 4.13a se muestra la vista frontal del proyectil de 5 kg. La pesa es simétrica, posee una abertura en la parte superior en que es sujetado por el gancho de izado de la máquina para el levantamiento y tiene agujeros internos propios del diseño. Por lo general estos agujeros son realizados para aligerar el espécimen y su diámetro depende del peso que se quiera dar al martillo. En la Figura 4.13b y 4.13c pueden verse que los laterales del proyectil tienen lengüetas que se acoplan a la geometría de los rieles (ver Sección 4.3.3.). También se puede observar que el tup es lineal de sección un sector circular, cuya longitud es 150 mm. (la pieza original fue modificada para que el martillo impacte a la probeta en todo su ancho).

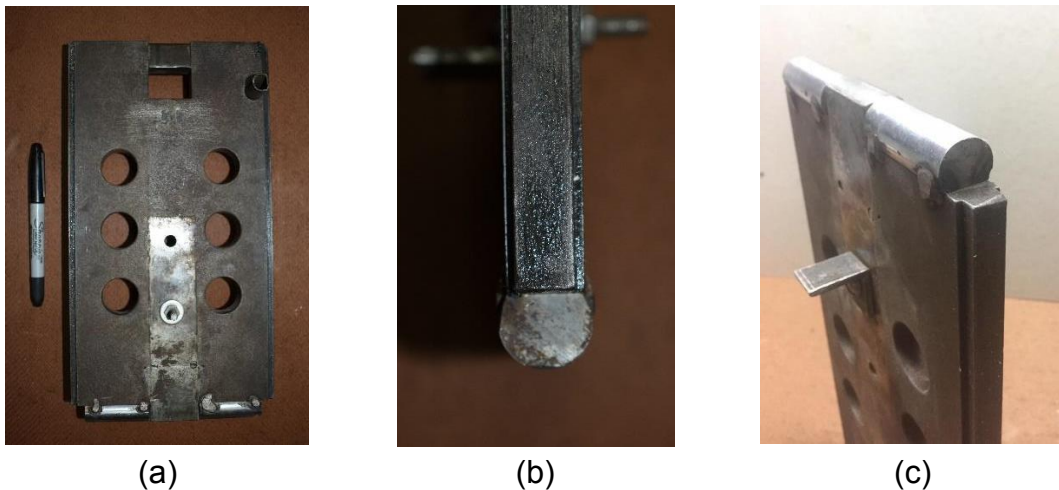


Figura 4.13 (a) Vista frontal del proyectil de 5 kg y vistas (b) transversal y (c) perspectiva del impactor.

4.3.3. Rieles

Los rieles son las piezas de la máquina que guían el movimiento del martillo, en el caso de la máquina usada en esta investigación, se tienen dos rieles y el proyectil se mueve en medio de ellos. La sección transversal de los rieles se muestra en la Figura 4.14a, nótese que estos poseen cremalleras y están conectados a un sistema de engranajes que permite el desplazamiento vertical al girar una manivela. Este diseño hace posible, tanto el intercambio de proyectiles, como el desplazamiento vertical de la zona del impacto, permitiendo evaluar probetas de alturas comprendidas entre los 50 y 200 mm.

El contacto entre los rieles y el proyectil es un aspecto crítico en este tipo de pruebas, ya que es una posible fuente de pérdida de energía. Este aspecto será discutido en la Sección 4.7, pero por ahora es importante mencionar que para reducir esta problemática dicha zona se debe mantener muy limpia y debidamente lubricada.

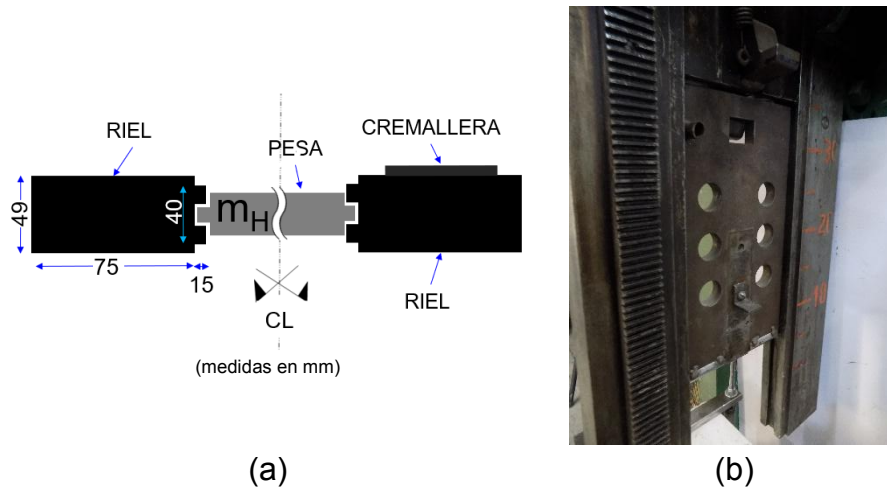


Figura 4.14 (a) Esquema de la sección transversal y (b) foto del contacto entre riel y proyectil.

4.4. Geometría de la probeta y configuración de ensayo

Las Figuras 4.15a y 4.15b muestran las medidas de la probeta elegida para el ensayo de impacto, que consiste en un prisma de 150x150x300 mm. La misma puede prepararse utilizando los mismos moldes empleados para fabricar los especímenes de las pruebas de flexión estática EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) o ASTM1609 (American Society for Testing and Materials, 2005). La geometría adoptada también permite emplear las mitades resultantes de dichos ensayos.

Antes del ensayo, mediante aserrado, se realiza en la probeta una entalladura de 25 mm de profundidad (e) en el centro (y en dirección transversal) de la cara que será traccionada. Como se observa en la imagen, la probeta debe disponerse simplemente apoyada, es decir, en uno de sus extremos debe recrearse una articulación fija a tierra y en el otro una articulación móvil. Esto es importante porque de otro modo el sistema sería hiperestático y luego de fisurada, no sería posible la rotación de la probeta, también, porque de la manera propuesta se garantiza que disiparía una mayor proporción de energía que en el caso hiperestático. Para lograr este efecto, en uno de los apoyos (apoyo móvil), además de la rotación, se permite el movimiento traslacional a través de la liberación de los bulones de fijación mencionados en 4.3.1, mientras que en el otro (apoyo fijo) esta traslación se impide.

Nótese que la luz libre entre apoyos (L) debe ser de 240 mm, dimensión elegida luego de las pruebas preliminares, considerando el ancho de los zunchos y procurando el mejor agarre de las probetas. Para garantizar un correcto apoyo y facilitar las tareas de medición, las caras superior, frontal e inferior de la configuración de ensayo, deben ser aquellas cuya terminación es la del molde, mientras que la cara de moldeo (terminada manualmente) se debe ubicar en la parte posterior.

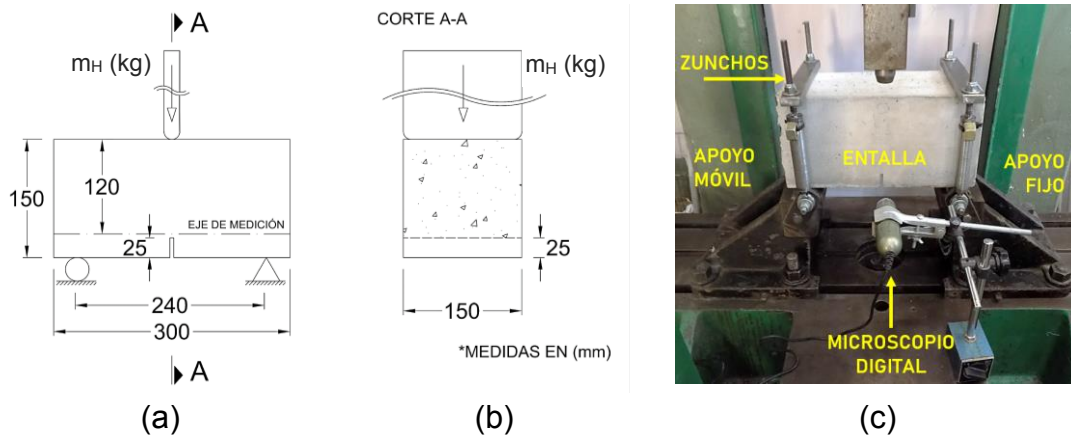


Figura 4.15 Probeta del ensayo de impacto: (a) Vista frontal y (b) corte transversal. (c) montaje de ensayo de impacto.

4.5. Microscopio digital

Por las razones expuestas en la Sección 4.2d, se estableció que en este ensayo de impacto debe medirse, con la mayor exactitud y precisión posible, la evolución del ancho de fisura (COD). En la Figuras 4.15a se indica la altura de medición establecida, que es igual a 120 mm por debajo del borde superior de la viga, o lo que es igual, 5 mm por encima del fondo de la entalladura.

Se adoptó como instrumento de medición un microscopio digital (DinoLite AM4113T®) como el mostrado en la Figura 4.4c. Aunque podrían emplearse otro tipo de herramientas como extensómetros, transductores de desplazamiento lineal, transductores tipo clip y micrómetros, debe tomarse en cuenta que, en los impactos los especímenes pueden ser sometidos a fuerzas y vibraciones que podrían poner en riesgo la integridad del instrumento. Este problema no se presenta con el dispositivo propuesto, ya que, para la medición, el mismo puede ser colocado sobre la probeta después de cada impacto o en una base fija como se muestra en la Figura 4.16a.

No se recomienda medir la abertura de fisura sobre los labios de la misma, ya que su morfología puede variar a lo largo del ensayo y las imperfecciones en esa zona dificultan el proceso e introducen errores en la medida. Por eso, en esta tesis, se optó por ubicar al microscopio digital sobre una base magnética, separado 80 mm de la cara frontal de la probeta, con un aumento aproximado de 10x. Además, para tener puntos de referencia en el procesamiento de las imágenes, se realizaron marcas sobre la probeta antes de iniciar el ensayo (ver Figura 4.16b) a lo largo del eje de medición señalado en la Figura 4.15a.

Con esta configuración, un software que incorpora el microscopio digital Dino Lite (llamado comercialmente Dino Capture 2.0®) y una calibración previa, es posible medir la COD con una precisión del orden de una diezmilésima de milímetro (0,0001 mm). Pero cabe resaltar que, si se empleare otro instrumento de medición, la recomendación es que este permita al menos capturar una milésima de milímetro (0,001 mm). En la Figura 4.16b se muestra un ejemplo de

medición de distancias en el eje de medición de la probeta, a través del programa Dino Capture 2.0.

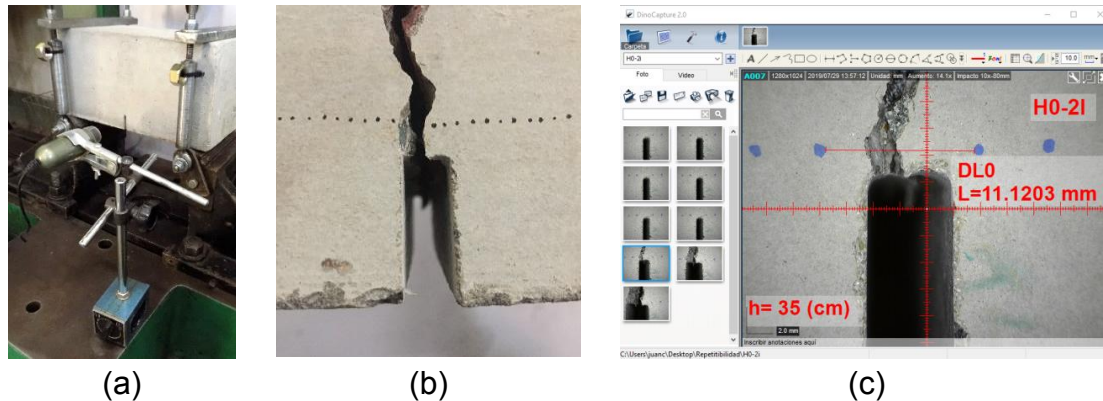


Figura 4.16 (a) Microscopio digital para la medición de fisuras, (b) marcas sobre el eje de medición próximas a la zona de la entalla y (c) medición del ancho del ancho de fisura mediante el Dino Capture 2.0.

4.6. Patrón de impactos

A partir de las pruebas reseñadas en la Sección 4.2f, se estableció aplicar en esta prueba un patrón de impactos crecientes con un criterio de incremento de energía fijo para todos los especímenes. El diagrama de flujo de la Figura 4.17 resume el procedimiento establecido, donde se observa que la aplicación de las cargas se da conforme a dos Fases.

En la *Fase 1* se proporciona un impacto desde cada cota ($N=1$). Se inicia dejando caer el martillo desde una altura de caída (h_0) igual a 100 mm (respecto al tope de la viga) y luego, esta altura se va incrementando en una magnitud (Δh) de 50 mm. La Fase 1 finaliza cuando aparece una fisura franca, que por el efecto de la entalladura nace desde el fondo de ésta. Con el microscopio digital posicionado según fuera indicado en la sección anterior, las fisuras se observan cuando la COD es aproximadamente mayor a 20 μm . Durante la *Fase 2* se proporcionan tres impactos en cada nivel de altura ($N=3$); aunque la altura inicial de caída del martillo es idéntica a la de la Fase 1 ($h_0 = 100$ mm), los incrementos de altura Δh son de magnitud 100 mm y el ensayo finaliza cuando la COD sea mayor a 3 mm.

En la Figura 4.18 se muestra, a modo de ejemplo, el patrón de cargas de un ensayo. Las barras verticales, referidas al eje de la izquierda, indican la energía de cada caída, calculadas conforme a lo explicado en la siguiente sección. Las barras vacías representan los impactos de la Fase 1 y las barras rellenas los de la Fase 2. También se representan líneas, referidas al eje de la derecha, que muestran la energía acumulada en ambas Fases, la línea con símbolos pertenece a la Fase 1, mientras que la otra a la Fase 2.

El incremento de la energía individual de los impactos en la etapa prefisuración (Fase 1) es menor que el aumento de energía entre “escalones de

carga” de la Fase 2, pero la ganancia de energía acumulada en la primera etapa (Fase 1) es mayor que en la segunda (Fase 2).

El uso de un Δh relativamente más pequeño antes que aparezca la fisura (Fase 1), conduce a una mayor sensibilidad en la definición de la resistencia de la matriz, y el aumento gradual de la energía en esta misma fase hace posible evaluar HRF con una amplia gama de resistencias. Por otra parte, la combinación de Δh y N, elegida para la Fase 2 fue la combinación óptima determinada en los estudios experimentales, con el objetivo de: (1) verificar si en cada escalón el HRF exhibía suficiente capacidad residual para evitar el crecimiento de la COD y (2) evitar un número excesivo de impactos que resultara en una mayor duración de la prueba y procurar las menores pérdidas de energía posible.

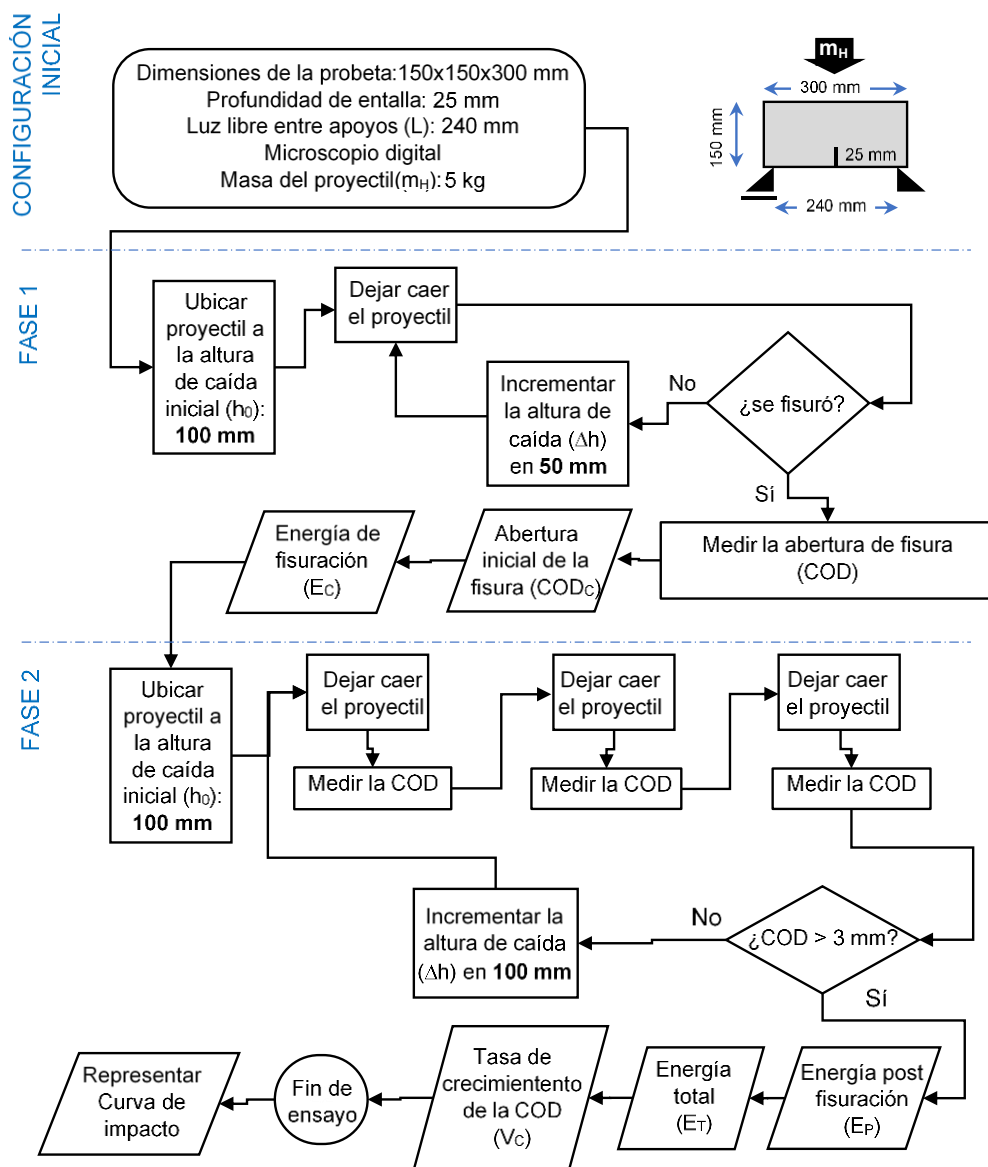


Figura 4.17 Diagrama de flujo de ensayo de impacto.

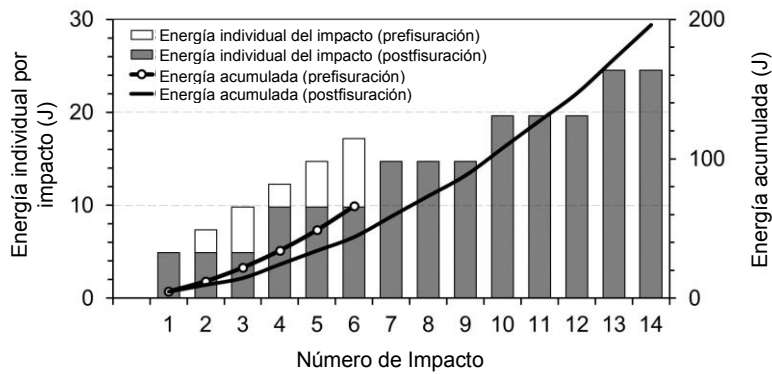


Figura 4.18 Patrón de cargas del ensayo de impactos crecientes.

4.7. Curva de impacto y parámetros resultantes

Como se ve en la Figura 4.17, en todo el ensayo, luego de cada impacto, se debe tomar lectura de la abertura de fisura (COD). Con esta información, más los datos del patrón de cargas aplicado, se construye la “Curva de Impacto”. En este gráfico se ubican las aberturas de fisura (COD) en el eje horizontal y la energía acumulada (E^*) en cada impacto en el eje vertical. La energía de un impacto (E_i), se determina conforme a la Ecuación 4.1, donde (m_H) es la masa del proyectil, (g) la aceleración de la gravedad y (h) la altura de caída del martillo en ese impacto. La Energía acumulada (E^*) en un impacto se determina conforme a la Ecuación 4.2, donde n es el número del impacto en cuestión.

$$E_i = m_H \cdot g \cdot h \tag{4.1}$$

$$E^* = \sum_{i=1}^n E_i \tag{4.2}$$

En la Figura 4.17 se representan los parámetros resultantes del ensayo, los que posteriormente son empleados para analizar el desempeño en impacto del material.

De la *Fase 1* se obtiene la energía de fisuración (E_C), que es la energía acumulada hasta la aparición de la primera fisura, y la abertura inicial de dicha fisura (COD_C). De la *Fase 2* surgen la energía de postfisuración (E_P), que es la energía acumulada posterior a la fisura y hasta el fin de la prueba, y la tasa de fisuración (V_C), calculada según la Ecuación 4.3, donde $E_{0,5}$ y $E_{2,5}$ son respectivamente las energías acumuladas a las COD de 0,5 y 2,5 mm, en Joules.

El parámetro global del ensayo es la energía total (E_T), que se obtiene de la suma de $E_C + E_P$. En la Figura 4.19 se presenta una Curva de Impacto típica, se resume de la configuración del ensayo y se muestran los resultados obtenidos en cada Fase.

$$V_C = \frac{2000}{E_{2,5} - E_{0,5}} \text{ (}\mu\text{m/J)} \tag{4.3}$$

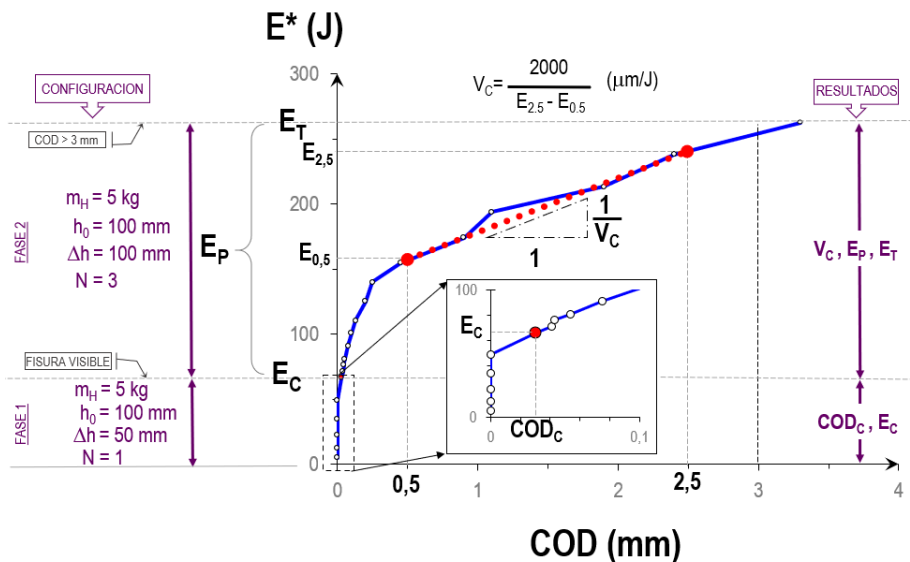


Figura 4.19 Curva de Impacto.

En la siguiente sección se presenta un ejemplo de aplicación, donde se muestran los cálculos y la respectiva curva de impacto señalando los puntos característicos. En la Sección 4.9, se hará un análisis energético de los ensayos de caída libre, y se mostrarán resultados de las pruebas en que se analizaron las pérdidas de energía. Finalmente, en la Sección 4.10 se describen las limitaciones del método.

4.8. Ejemplo de un ensayo

Se presenta a continuación un ejemplo correspondiente a un hormigón que incorporaba 4 kg/m^3 de una macrofibra polimérica y alcanzó una resistencia a la compresión de 33 MPa y tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} en flexión estática EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) iguales a $1,4$ y $1,5 \text{ MPa}$ respectivamente.

La Figura 14.20 muestra una secuencia de las imágenes obtenidas durante la prueba. Cada imagen fue tomada posterior al impacto; en ellas se observa la distancia medida sobre el mismo par de marcas ubicadas en el eje de medición. También se detallan, en los casos en que corresponde, la altura de caída del proyectil y el número de impacto (n). Nótese que, en este caso, la Fase 1 constó de 3 impactos (hasta una altura de 20 cm), mientras que en la Fase 2 se proporcionaron 11 impactos. La prueba finalizó en la segunda caída del proyectil desde una cota de 40 cm .

El ejemplo presentado demuestra por qué no se recomienda medir la abertura de fisura en el labio de la misma, nótese que a partir de $n=9$ el labio sufrió un desprendimiento. Esto resalta la importancia de medir la separación entre dos puntos fijos ubicados sobre el eje de medición.

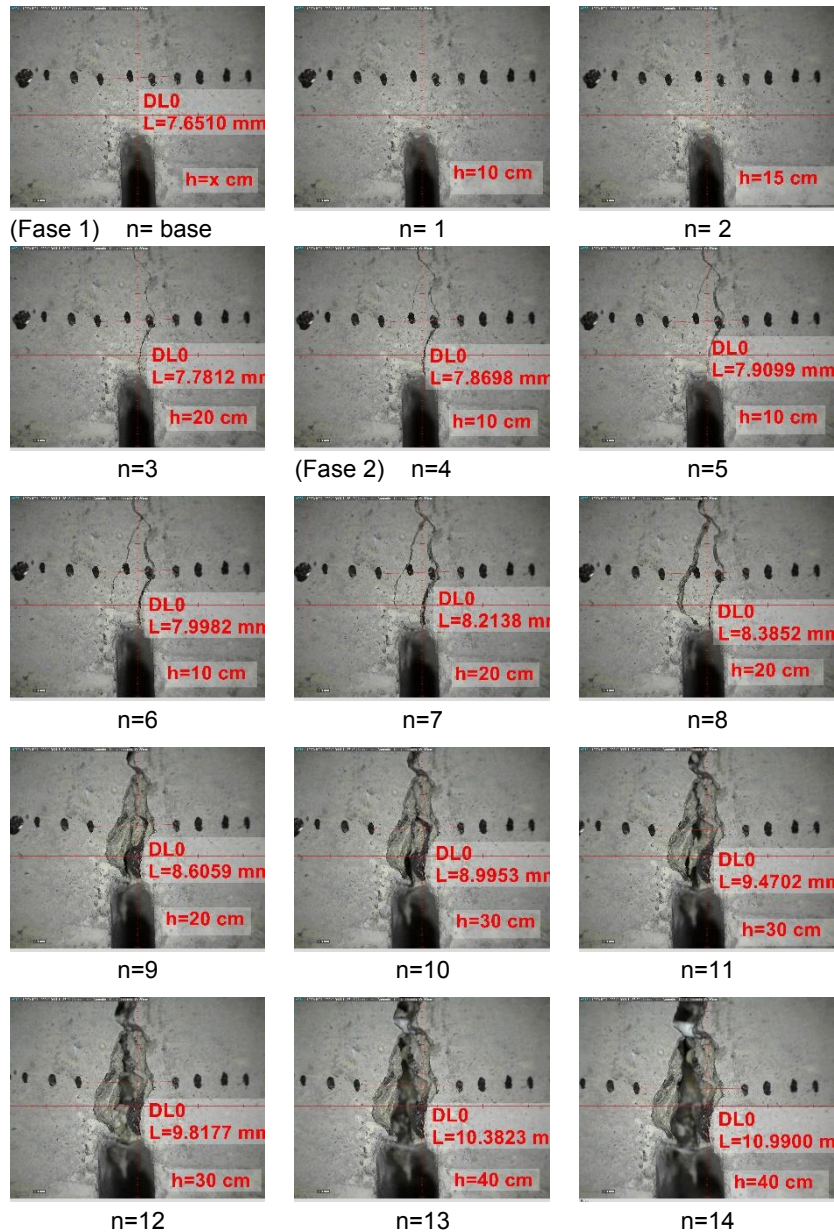


Figura 4.20 Secuencia de mediciones con microscopio digital.

En la Tabla 4.2 se resumen los cálculos realizados:

En la *columna A* se indica el número de cada impacto (n), en la *columna B* la altura de caída del proyectil, en la *columna C* se presentan las distancias medidas con el microscopio digital (ver Figura 4.20).

En la *columna D* se muestra la abertura de fisura (COD) en cada impacto, obtenida al realizar la diferencia de cada medición (columna C) respecto a la medición base. Por ejemplo, en el impacto 3, la COD se calculó como: $7,781 \text{ mm} - 7,651 \text{ mm} = 0,130 \text{ mm}$. Por otra parte, en la *columna E* se presenta la energía potencial de cada impacto, calculada conforme a la Ecuación 4.1, empleando una masa (m_H) de proyectil de 5,182 kg, aceleración de la gravedad en el sitio de ensayo de $9,79688 \text{ m/s}^2$ y la altura (h), dato extraído de la columna B. En el mismo impacto número 3, la E_i se determinó como:

$5,182 \text{ kg} \cdot 9,79688 \text{ m/s}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \approx 10,2 \text{ J}$. Asimismo, en la *columna F* se presenta la energía acumulada para cada impacto calculada conforme a la Ecuación 4.2. La E^* en el impacto 3 es: $5,1 \text{ J} + 7,6 \text{ J} + 10,2 \text{ J} \approx 23 \text{ J}$.

Tabla. 4.2 Cálculos del ensayo de impacto.

A	B	C	D	E	F
n	h (cm)	COD (mm)	E_i (J)	E^* (J)	
base	-	7,651	0,000	0,0	0
1	10	7,651	0,000	5,1	5
2	15	7,651	0,000	7,6	13
3	20	7,781	0,130	10,2	23
4	10	7,870	0,219	5,1	28
5	10	7,910	0,259	5,1	33
6	10	7,998	0,347	5,1	38
7	20	8,214	0,563	10,2	48
8	20	8,385	0,734	10,2	58
9	20	8,606	0,955	10,2	69
10	30	8,995	1,344	15,2	84
11	30	9,470	1,819	15,2	99
12	30	9,818	2,167	15,2	114
13	40	10,382	2,731	20,3	135
14	40	10,990	3,339	20,3	155

Con las aberturas de fisura (COD) de la columna D y la energía acumulada (E^*) de la columna F se construyó la Curva de Impacto mostrada en la Figura 4.21. Cada símbolo cuadrado representa un impacto. Nótese que también se han indicado los puntos característicos, a saber: De la *Fase 1*: la Energía de Fisuración (E_C) resultó en 23 J y la abertura inicial de fisura (COD_C) en 0,13 mm (130 μm). De la *Fase 2*: la energía total (E_T) fue 155 J, la energía postfisuración (E_P) calculada como la diferencia entre E_T y E_C fue 132 J. De la interpolación entre los impactos 6-7 y 12-13 se determinó que las energías a 0,5 y 2,5 mm de COD ($E_{0,5}$ y $E_{2,5}$) fueron 45 y 126 J respectivamente; empleando estas energías en la Ecuación 4.3, resulta que la tasa de fisuración (V_C) fue igual a 25 $\mu\text{m}/\text{J}$.

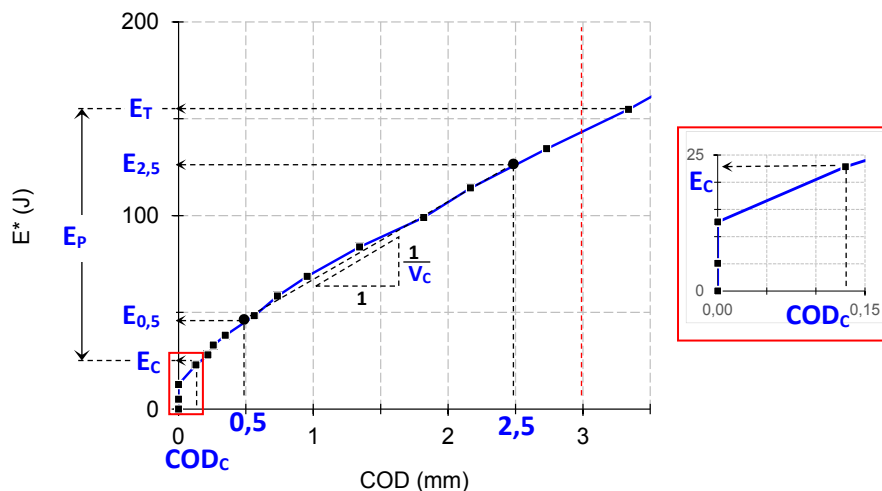


Figura 4.21 Curva de impacto del ejemplo.

4.9. Balance de energía

La Figura 4.22 muestra un esquema de caída del proyectil de un ensayo de impacto tipo *drop weight impact test* (DWIT), y se remarcan elementos útiles en el análisis del balance de energía. El punto de partida del proyectil de masa (m_H) se denominó Punto A y se encuentra a una altura (h) respecto a la cara superior del espécimen. El punto de llegada del martillo se denominó Punto B, que es donde este impacta con la probeta.

En el Punto A, la velocidad del martillo (V_A) es cero, por lo tanto, la energía cinética (E_c) allí también es nula. La energía total antes de la caída se corresponde con la energía potencial (E_p), que es igual al producto de $m_H \cdot g \cdot h$ (donde g es la aceleración de la gravedad). Al liberar el martillo, esta energía potencial se transforma progresivamente en energía cinética, evidenciado por la ganancia de velocidad del proyectil, hasta que, en el instante del impacto, la velocidad (V_B) alcanza una magnitud igual a (v) y la energía total resulta igual que la energía cinética $E_c = \frac{1}{2} \cdot m_H \cdot v^2$.

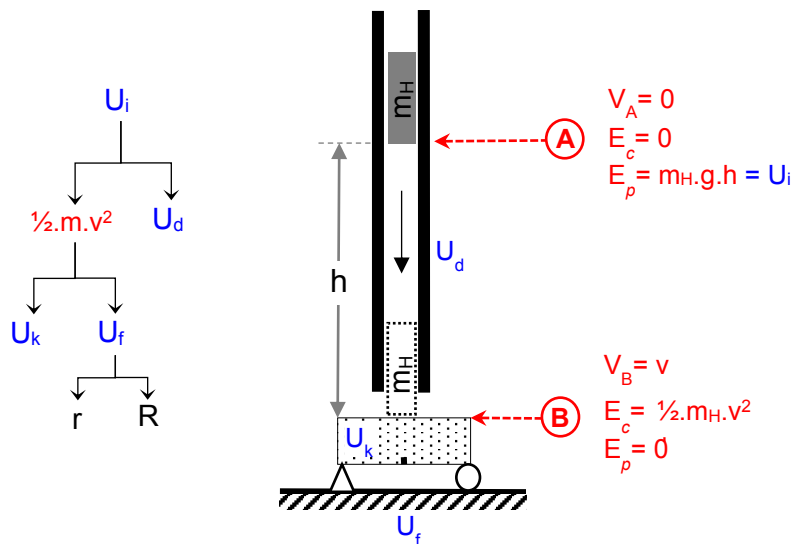


Figura 4.22 Balance de energía en ensayo de impacto.

Sin embargo, la caída del proyectil en este tipo de máquinas teóricamente no puede considerarse “libre”, por la existencia de pérdidas de energía, como la producida por la fricción en el contacto rieles-proyectil o por las vibraciones del sistema, entre otras causas. Entonces, el balance energético de la caída se puede expresar simplifcadamente como:

$$E_B = E_A - L_E \tag{4.4}$$

donde E_A y E_B representan la energía total en los Puntos A y B respectivamente y L_E es la sumatoria de las pérdidas de energía.

Mobasher (Mobasher Barzin, 2012) desarrolló más ampliamente esta igualdad, tal como se muestra en la Ecuación 4.5, y planteó que de la energía potencial inicial (U_i), una porción es disipada como fuerza de fricción en el

desplazamiento del martillo (U_d), luego, de la energía restante, una parte importante es absorbida por la probeta (U_k) y el resto (U_f) queda en el sistema después de que se ha producido la falla de la probeta. Esta energía puede almacenarse elásticamente en la muestra y dar como resultado el rebote (r) del proyectil o ser transmitida a través de los apoyos (R). El rebote se observa generalmente en alturas de caída relativamente pequeñas, dependiendo de la rigidez inicial y la resistencia del material.

$$U_i = m_H \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot m_H \cdot v^2 + U_d = U_k + U_f + U_d \quad (4.5)$$

El método de determinación de U_k aún es tema de discusión. Se ha planteado como el área encerrada por la curva carga-deflexión. (Dey et al., 2014; Zhang et al., 2008) y también como la integral de la curva carga efectiva (restando las fuerzas inerciales) versus la deflexión (Banthia, 1987).

Aunque algunos autores desprecian las pérdidas de energía sin mayor justificación (Barr y Bouamra, 1988; Dey et al., 2014), en esta tesis para decidir al respecto, se llevaron a cabo dos campañas experimentales, una en que se analizan las pérdidas de energía debidas a la fricción entre los rieles y el proyectil, y otra en que se estudia la fricción en la base del apoyo móvil.

4.9.1. Pérdida de energía debido al contacto entre rieles y proyectil

Diversos autores que implementaron pruebas de impacto por caída de proyectil, estudiaron la pérdida por fricción entre los rieles y el martillo y diseñaron distintos métodos de medición. Banthia (Banthia, 1987) empleó una tira metálica con agujeros equidistantes adosada a la máquina, en combinación con una fuente de luz y una fotocélula que se movían con el proyectil. Zhang et al (Zhang et al., 2008) utilizaron una banda magnética adosada a la máquina y un sensor magnético fijado al costado del martillo. En esos trabajos, se evidenció la pérdida de aceleración experimentada por el proyectil, cuya magnitud fue particular en cada torre de caída. Esta fue la motivación para estudiar las pérdidas del contacto entre los rieles de la máquina empleada en esta tesis y el proyectil seleccionado.

Como es difícil medir directamente la pérdida de energía, al igual que en los trabajos antes citados, se aplicó un método indirecto. La metodología consistió en comparar teórica y experimentalmente las velocidades del proyectil en el punto del impacto (Punto B de la Figura 4.22); ya que, como la masa (m_H) del proyectil es constante, al conocer la energía cinética, que depende principalmente de la velocidad (v) de llegada del proyectil, podría determinarse el término U_d , por despeje de la Ecuación 4.5.

Para medir la velocidad del proyectil, se diseñó un dispositivo similar a un cronógrafo balístico (ver Figura 4.23). El aparato tiene dos interruptores ópticos (1 y 2) separados a una distancia (s), cuya señal, al ser interceptada por el proyectil, activa y desactiva respectivamente un frecuencímetro que cuenta el

número de ciclos (C_N) ocurridos en tiempo del cruce. El medidor de frecuencia fue calibrado previamente, por lo que con ese número de ciclos C_N , se puede determinar, mediante una constante ($2,0345 \cdot 10^{-4}$ s/ciclo), el tiempo de paso del proyectil (t_{1-2}). Luego, la velocidad medida experimentalmente (v_m) se calcula como se muestra en la Ecuación 4.6, donde la distancia s es 78,47 mm, que fue medida con amplia precisión a través de una mesa de control numérico.

En el Anexo I se presentan más los detalles del diseño y calibración del cronógrafo.

$$v_m = \frac{s}{t_{1-2}} \tag{4.6}$$

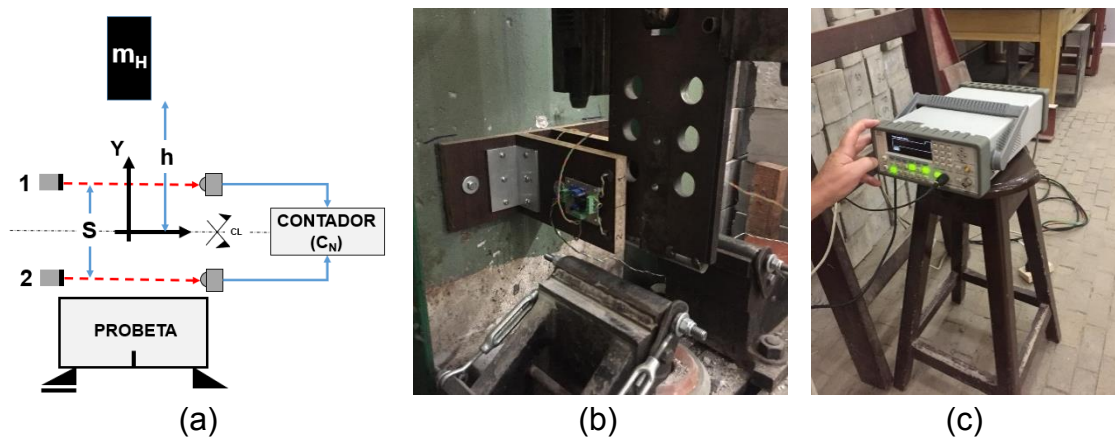


Figura 4.23 (a) Esquema, (b) configuración del cronógrafo y (c) frecuencímetro para mediciones experimentales de la velocidad del proyectil.

Asumiendo una caída libre (sin pérdidas por rozamiento), la energía inicial del proyectil (E_A) sería igual que la energía al contacto con la probeta (E_B), por lo tanto, la Ecuación 4.5 queda:

$$m_H \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot m_H \cdot v^2 \tag{4.7}$$

Luego, al despejar la velocidad (v) de la Ecuación 4.7, resulta:

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \tag{4.8}$$

Esta expresión sería útil para determinar la velocidad teórica del martillo a cualquier altura (h) del recorrido. Sin embargo, tiene una limitación si se quisiera usar para calcular la velocidad teórica entre los interruptores ópticos, ya que al solo adoptar una altura no se consideraría la aceleración experimentada por el proyectil en el tramo s . Por esa razón, se generó otra expresión, asumiendo el sistema de coordenadas mostrado en la Figura 4.23a y partiendo de la ecuación general del movimiento del proyectil, resulta:

$$Y_f = Y_0 + V_0 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot a \cdot t^2 \tag{4.9}$$

donde Y_f es la coordenada vertical al final del movimiento, Y_0 es la coordenada vertical al iniciar la caída, V_0 la velocidad vertical inicial, t el tiempo de vuelo del proyectil entre los puntos inicial y final, y a la aceleración que, al asumir una caída libre, corresponde a la aceleración de la gravedad (g).

Como, particularmente en la caída del proyectil de la máquina de impacto, la velocidad inicial es cero y la coordenada vertical inicial es la altura de caída (h), el tiempo de vuelo de la pesa, a un punto de coordenada Y_f , es:

$$t = \sqrt{\frac{2(h - Y_f)}{g}} \quad (4.10)$$

Por lo tanto, al aplicar la Ecuación 4.10 para determinar el tiempo de vuelo del proyectil hasta alcanzar cada interruptor, luego realizar la diferencia entre esos dos tiempos y aplicar la Ecuación 4.6, se obtiene la velocidad teórica (v_t).

Para evaluar las posibles diferencias entre la velocidad medida (v_m) y la velocidad teórica (v_t) del proyectil, se llevaron a cabo mediciones a siete alturas diferentes, utilizando el proyectil de masa $m_H = 5$ kg. En cada altura se realizaron al menos 10 determinaciones. La Tabla 4.3 muestra las alturas elegidas y los resultados obtenidos incluyendo el número medio de ciclos (C_N), los coeficientes de variación (CV), la velocidad medida (v_m) y la teórica (v_t) y el cálculo de las diferencias, en magnitud y porcentualmente, respecto a la v_t . La Figura 4.24 compara gráficamente dichas velocidades en función de la altura de caída. En los cálculos se empleó un valor de g igual a $9,79688$ m/s², que es valor de la zona según la Red Argentina de Gravedad Absoluta (Instituto Geográfico Nacional, 2015).

Tabla 4.3 Velocidades teóricas (v_t) y medidas (v_m) en el proyectil para diferentes alturas de caída.

h (m)	C_N (ciclos)	CV (%)	v_m (m/s)	v_t (m/s)	Diferencia	
					(m/s)	(%)
0,060	419239	1,78	0,92	1,02	-0,10	-9,5
0,105	308665	1,63	1,25	1,41	-0,16	-11,3
0,203	210472	1,10	1,83	1,98	-0,15	-7,7
0,499	128368	1,16	3,00	3,12	-0,12	-3,8
0,994	91870	1,27	4,20	4,41	-0,21	-4,9
1,982	63727	0,81	6,05	6,23	-0,18	-2,9
4,078	44839	0,88	8,60	8,94	-0,34	-3,8

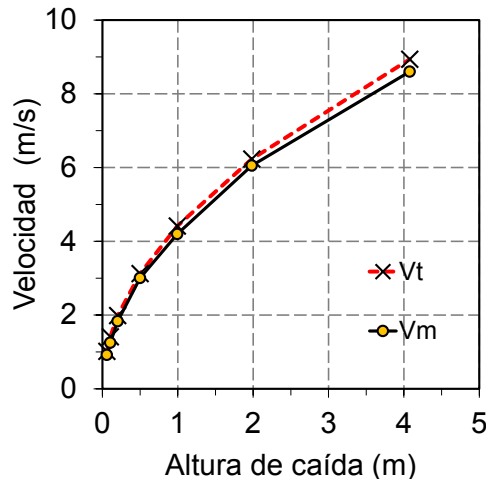


Figura 4.24 Velocidad versus altura de caída del proyectil de $m=5$ kg.

Los coeficientes de variación de C_N fueron inferiores al 2 % y resultaron mayores para las menores alturas. Esto evidencia la exactitud del método empleado. Como era de esperar, las velocidades medidas fueron inferiores a las teóricas, esta disminución se atribuye principalmente a pérdidas por fricción. Aunque también existe un frenado aerodinámico debido a la geometría del proyectil (plana y con punta de sección semicircular), este se considera despreciable. De cualquier modo, gracias a la metodología empleada, enfocada en determinar la velocidad final del proyectil, todas las fuentes de pérdidas existentes se encuentran englobadas en la pérdida de velocidad registrada. Nótese que, en magnitud, la tendencia de la diferencia en las velocidades fue creciente con la altura, el caso fue inverso para las diferencias porcentuales. También es de notar que, así como ocurrió con la variabilidad de C_N , las mayores diferencias entre v_t y v_m fueron a pequeñas alturas.

Para comprender el orden de magnitud de las pérdidas de energía, a partir de los valores de v_t y v_m de la Tabla 4.3, empleando el miembro derecho de la Ecuación 4.7, se determinó la energía cinética teórica (E_{Ct}) del proyectil y la experimental (E_{Cm}) en cada altura de caída (h). Los resultados se indican en la Tabla 4.4, donde también se calculó la diferencia en magnitud y porcentual de E_{Cm} respecto E_{Ct} . Obviamente estos resultados son proporcionales a los ya analizados de la Tabla 4.3, pero un nuevo dato que surge es que la pérdida energética del proyectil podría llegar a superar el 20%.

Por esta razón, si las pruebas de impacto se realizan en una máquina similar a la utilizada en este estudio, se recomienda considerar la pérdida de energía experimentada por el proyectil durante cada caída, especialmente cuando se ejecutan ensayos de impacto simple, más si se comparan las respuestas a diferentes alturas. Sin embargo, cuando el objetivo sea comparar la contribución de las fibras en el desempeño del hormigón, la pérdida de energía puede no ser considerada si se utiliza el mismo patrón de carga (antes y después del agrietamiento). Por este motivo, considerando que la metodología de ensayo propuesta, plantea aplicar patrones de cargas análogos entre especímenes, se

considera que las pérdidas acumuladas por la fricción del proyectil serían aproximadamente iguales y es válida la aplicación de las Ecuaciones 4.1 y 4.2 en el cálculo de la Energía Acumulada (E^*).

Tabla 4.4 Energía cinética teórica (E_{ct}) y experimental (E_{cm}) del proyectil para diferentes alturas de caída.

h (m)	E_{cm} (J)	E_{ct} (J)	Diferencia	
			(J)	(%)
0,060	2,12	2,58	-0,47	-18,03
0,105	3,90	4,96	-1,05	-21,25
0,203	8,40	9,85	-1,45	-14,77
0,499	22,57	24,41	-1,84	-7,52
0,994	44,06	48,67	-4,61	-9,47
1,982	91,58	97,08	-5,50	-5,67
4,078	184,97	199,75	-14,78	-7,40

4.9.2. Estudio de fricción en apoyo móvil

El estudio de la fricción en la base del apoyo móvil, es importante porque permite asegurar las condiciones de isostaticidad del sistema, que son deseables en esta prueba de impacto para garantizar que la mayor parte de la disipación de energía durante el choque corresponde al proceso de fractura del espécimen. El estudio de la fricción entre el apoyo y la base de la máquina consistió en determinar el coeficiente de roce estático y comparar la fuerza requerida para vencerlo versus las típicamente presentes en la prueba de impacto.

La Figura 4.25 muestra el diagrama de cuerpo libre del apoyo móvil antes del movimiento, donde F_T es una fuerza de tracción externa, F_N la fuerza normal al plano de desplazamiento, P es el peso del apoyo, determinado como la masa del mismo (m_s) por la aceleración de la gravedad (g) y F_r es la fuerza de roce, definida como el producto del coeficiente de roce estático (μ_s) y F_N .

Al considerar el equilibrio estático en las direcciones de los ejes X e Y resultan las siguientes ecuaciones:

$$\overrightarrow{\Sigma F_X} = 0 \Rightarrow F_r - F_T = 0 \Rightarrow \mu_s \cdot F_N - F_T = 0 \tag{4.11}$$

$$\uparrow \Sigma F_Y = 0 \Rightarrow F_N - P = 0 \Rightarrow F_N - m_s \cdot g = 0 \tag{4.12}$$

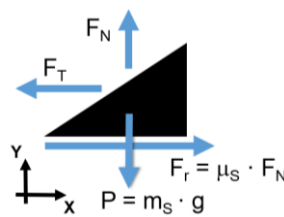


Figura 4.25 Diagrama de cuerpo libre del apoyo móvil.

Al resolver el sistema de ecuaciones de (4.11) y (4.12) deriva en que el coeficiente de fricción estático (μ_s) puede expresarse como lo figura en la Ecuación 4.13. Esto indica que, conociendo la masa del apoyo (m_s) dicho coeficiente puede ser determinado experimentalmente midiendo la fuerza de tracción (F_T) máxima a la que se mantienen las condiciones de equilibrio del sistema.

$$\mu_s = \frac{F_T}{m_s \cdot g} \quad (4.13)$$

Para ello se utilizó una celda de carga y un sistema de adquisición de datos, como se puede ver en la Figura 4.26a, y se registró la evolución de la fuerza frente al tiempo para identificar la fuerza umbral necesaria para desplazar el apoyo. Adicionalmente, para determinar los coeficientes de fricción estático máximo y mínimo, se consideraron dos casos: con y sin lubricación. En el caso lubricado, se impregnó tanto la base como el apoyo con una fina capa de grasa de litio. En cada caso, se realizaron diez registros, la Figura 4.26b muestra, en colores, las curvas de evolución en el tiempo de la fuerza F_T . Las líneas negras son las curvas medias de cada caso, la segmentada es del escenario sin lubricar y la continua del lubricado. Las líneas horizontales rojas, discontinua y continua, representan la fuerza umbral de tracción media (F_T) para el apoyo no lubricado y lubricado, respectivamente, cuyos valores se resumen en la Tabla 4.5, junto con los valores extremos (Máximo y Mínimo), la desviación estándar (SD) y los coeficientes de variación (CV).

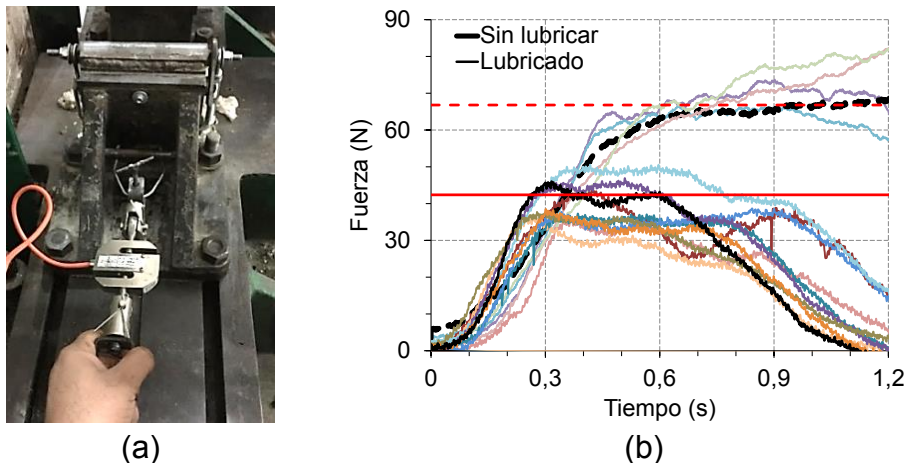


Figura 4.26 Estudio de fricción sobre el soporte a) Configuración de la prueba (b) Curvas de fuerza-tiempo en condiciones lubricadas (líneas continuas) y no lubricadas (líneas discontinuas).

En base a estos resultados, y considerando que la masa del soporte es de 27,05 kg, los coeficientes de fricción estáticos (μ_s) resultantes fueron 0,16 en condición lubricada y 0,24 con el apoyo no lubricado. Los CV fueron cercanos al 10 %, mayor en el caso de las pruebas lubricadas.

Estos valores de μ_s son ligeramente inferiores a los presentados en la literatura (Engineering Toolbox, 2004; WaybackMachine, 2013), lo cual sugiere

que con el uso se han pulido las superficies de la base y el apoyo. Lo más importante es que, este experimento evidencia que para desplazar el apoyo móvil en las condiciones de ensayo, se requiere una fuerza mínima de aproximadamente 35 N. Aunque en esta tesis las fuerzas horizontales en el apoyo no fueron medidas experimentalmente, en la revisión bibliográfica se encontró que en ensayos instrumentados ejecutados en una máquina similar, a diferentes alturas, Banthia (Banthia, 1987) registró fuerzas horizontales en el apoyo muy superiores a estos 35 N, (de aproximadamente 200 N). También, en el estudio numérico ejecutado en la Serie 04b de esta investigación, se constató que efectivamente en la ejecución de la prueba se supera este umbral con facilidad. Lo cual explica por qué en cada una de las campañas experimentales de esta tesis se observó el desplazamiento del apoyo libre. De este modo, se verifica que en el ensayo propuesto la probeta se encuentra simplemente apoyada y la mayoría de la energía proporcionada en el impacto, especialmente en estado fisurado, es disipada por el espécimen. Tal como se planteó al inicio de esta sección.

Tabla 4.5. Fuerza de tracción horizontal (F_T) medida en condiciones de apoyo lubricado y no lubricado.

Fuerza de tracción (F_T)	Condición del apoyo	
	Lubricado	No lubricado
Máximo (N)	50,6	69,2
Mínimo (N)	36,5	53,2
Promedio (N)	42,1	63,9
SD (N)	5,1	5,1
CV (%)	12,1	8,0

4.10. Limitaciones del método

El ensayo propuesto es sencillo, de rápida implementación y económico; valora la resistencia al impacto de la matriz de hormigón y la capacidad del material en estado fisurado, que es cuando principalmente actúan las fibras. Es un ensayo factible de realizar en cualquier parte del mundo, considerando que en muchos laboratorios se cuenta con una máquina de ensayo para drop-weight impact test, que la misma podría ser fácilmente manufacturada (Barr y Bouamra, 1988), que el microscopio digital que propuesto es de fácil acceso, y que admite la implementación de otras técnicas de medición como la Correlación Digital de Imágenes (ver Anexo II). Sin embargo, deben hacerse algunas aclaraciones respecto a este método:

- El método propuesto se centra en la evaluación del material; si bien en su definición se evaluaron algunos aspectos estructurales, el ensayo no persigue describir el comportamiento de elementos de escala real. Aunque el tipo de ensayo implementado (*drop weight impact test*)

podría ser útil para este tipo de estudios, deben hacerse modificaciones significativas, sobre todo en las dimensiones del espécimen, procurando elementos de mayor tamaño y con relación de esbeltez (luz libre entre apoyos/altura de la viga) mayor, incluso incorporando el refuerzo convencional con barras de acero.

- Los impactos proporcionados en el método propuesto son repetidos y de baja velocidad (entre 0,99 y 8,5 m/s aproximadamente), que es un tipo de carga recurrente en obras de infraestructura: como en los pavimentos y pisos industriales. Pero debe aclararse también que existen otras formas de impacto, como los impactos simples y de alta velocidad. Para evaluar la respuesta del material ante estos, se debe recurrir a otro tipo de métodos, como la barra de Split-Hopkinson (Mohee, 2016) o sistemas de impacto por energía de deformación (Park et al., 2016).

De cualquier modo, se deja claro que, la respuesta del material siempre dependerá de la velocidad de deformación a la que se vea sometido, por lo que podría ocurrir que el comportamiento del HRF observado con el presente método, sea diferente al exhibido con otras técnicas de evaluación.

- En el presente ensayo no se evalúa la respuesta del material durante el choque, el método evalúa el daño residual posterior a la acción de las cargas.
- Con la configuración propuesta, el espécimen se ve sometido principalmente a tracción por flexión en impacto. Para evaluar al HRF frente a otro tipo de sollicitaciones, deben realizarse adaptaciones del método. En el Capítulo V se analiza el efecto de la geometría de la probeta, luz libre entre apoyos y de la masa del proyectil, sobre esta respuesta.
- En el ensayo se propone el término “energía acumulada” (E^*), que ha sido definida como la sumatoria de las energías potenciales de los impactos propiciados a la probeta en cualquier momento. E^* no debe ser confundida con la energía disipada por la probeta, ya que, como se explica en la Sección “Balance de energía”, una fracción de la energía que recibe el espécimen no es absorbida por la misma, sino transmitida a la máquina de ensayo o se disipa por diversas causas. Sin embargo, en la definición del método se ha hecho un esfuerzo en minimizar dichas pérdidas y que la mayor parte de la E^* sea disipada por el espécimen.
- La mayoría de los parámetros propuestos en este método son energéticos, por lo que dependen de la geometría del espécimen. El método es sensible a las variaciones de la geometría de la probeta.

Capítulo V

Validación del Método

5.1. Introducción

En el Capítulo anterior se presentó el método de ensayo diseñado para lograr los objetivos de esta tesis. En el actual se lleva a cabo una validación del método que consiste en cuatro etapas. En primera instancia se determinó estadísticamente el número mínimo de ensayos. Luego, se analizó la influencia de las variaciones en la geometría de las probetas, de la luz de apoyo y de la masa del proyectil y, en base a estos resultados, se propuso un método de corrección frente a pequeñas variaciones en dichas variables. En tercer lugar, a través de modelos computacionales, se replicó el estudio paramétrico de la Serie anterior y se analizó la distribución de esfuerzos en las probetas. Finalmente, se realizó una comparación de los resultados obtenidos al evaluar un HRF con el ensayo propuesto en esta investigación versus el ensayo del Comité 544 del ACI, que es la prueba de impacto de mayor implementación global.

5.2. Número mínimo de ensayos (Serie 02)

En esta Serie se estudió la variabilidad de los resultados del ensayo de impacto, y se determinó la cantidad mínima de pruebas que deben realizarse de un mismo hormigón para obtener resultados representativos y estadísticamente confiables.

5.2.1. Mezclas y programa experimental

Se prepararon tres hormigones con la misma mezcla de base ($a/c=0,46$). Un HRF con 30 kg/m^3 de fibras de acero, denominado M1; otro HRF con 4 kg/m^3 de una fibra polimérica de baja capacidad, denominado M2 y un hormigón sin fibras, denominado M3. Mayores detalles de las proporciones de las mezclas y las características de las fibras se indicaron en el Capítulo III. Con cada mezcla se moldearon cilindros de $100 \times 200 \text{ mm}$ para la determinación de la resistencia a la compresión y se prepararon prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ para ser ensayados en flexión conforme a la norma EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229,

2005). Con las mitades resultantes (prismas de 150x150x300 mm) se ejecutaron las pruebas de impacto.

El primer hormigón (M1) presentó una resistencia a la compresión (f'_c) de 48,7 MPa. Mientras que la f'_c de las mezclas M2 y M3 fueron 55,7 y 57,9 MPa respectivamente. La diferencia de resistencia entre mezclas se atribuye a que los pastones M2 y M3 fueron realizados en distinta época del año, así como también con distinta partida de cemento.

En la Figura 5.1 se presentan las curvas medias resultantes de los ensayos de flexión estática de los tres hormigones. El límite de proporcionalidad (f_L) y las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} del hormigón M1 fueron iguales a 4,62; 5,46 y 4,49 MPa respectivamente. Se trata de un HRF con capacidad residual significativa, pero con un ligero ablandamiento post fisuración. Según la clasificación del *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012), se trata de un HRF clase 5b. El hormigón M2 resultó en una mezcla de muy bajo desempeño (f_L 4,81 MPa; f_{R1} 0,74 MPa y f_{R3} 0,22 MPa).

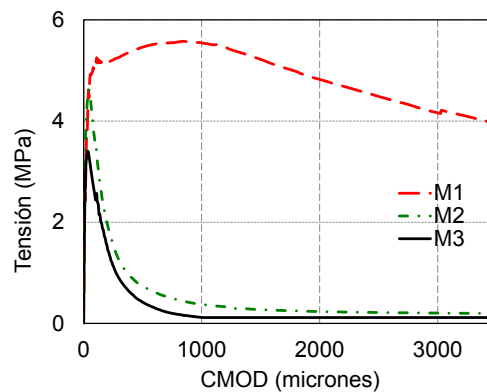


Figura 5.1 Curvas medias de los ensayos de flexión estática (EN14651) realizados sobre los hormigones M1, M2 y M3.

La determinación del número mínimo de ensayos se hizo en base al método propuesto por Swamy y Stavrides (1976), en que se emplea el coeficiente de variación que resulta de ensayar una muestra representativa de probetas. Sabiendo que, en la evaluación de hormigones, la distribución de frecuencias de los resultados de una *muestra* se ajusta al modelo gaussiano, es posible expresar la media aritmética de la *población* en función de los estadísticos, como sigue:

$$\bar{\mu} = \bar{x} \pm \frac{\tau s_t}{\sqrt{n_t}} \quad (5.1)$$

donde: $\bar{\mu}$ es la media de *la población*; \bar{x} es la media de *la muestra*; τ es el valor *t* de student, que depende simultáneamente de los grados de libertad (n_t-1) y del Nivel de Confianza; \bar{x} es la media de la muestra; n_t es el tamaño de *la muestra* y s_t es la desviación estándar de *la muestra*

Trabajando en la Ecuación (5.1), es posible expresar el Error ($e_{rr} = \frac{\bar{\mu}-\bar{x}}{\bar{x}}$) en función del Coeficiente de Variación ($CV = \frac{s_t}{\bar{x}}$), resultando en:

$$e_{rr} = \pm \frac{\tau CV}{\sqrt{n_t}} \quad (5.2)$$

Despejando el término n_t de la Ecuación 5.2 se obtiene la expresión de la Ecuación 5.3, con esta, fijando el Error en un valor específico, se puede determinar el número mínimo de ensayos en base al CV resultante de alguna campaña experimental previa, eligiendo el valor τ en función de: el número de ensayos realizados en dicha campaña y un determinado Nivel de Confianza. Este método ha sido avalado y aplicado por otros autores (Badr y Ashour, 2005; Montgomery, 2004).

$$n_t = \left[\frac{\tau CV}{e_{rr}} \right]^2 \quad (5.3)$$

5.2.2. Resultados y análisis

En primer lugar, se analizará el hormigón M1. La Tabla 5.1 muestra los resultados de las pruebas de impacto realizadas sobre 14 probetas. Se agruparon los parámetros derivados de la Fase 1 (E_c , COD_c) y los de la Fase 2 (E_p , E_T , V_c). En la Figura 5.2 se muestran, en líneas con símbolos, las curvas de impacto de cada ensayo (cada símbolo representa un impacto), y en línea continua, se representa la curva media. Las probetas están numeradas del 1 al 7 diferenciando entre la mitad izquierda y derecha (i y d).

Tabla 5.1 Resultados de las pruebas de impacto correspondientes al HRF M1.

Probeta	Fase 1		Fase 2		
	E_c (J)	COD_c (μm)	E_p (J)	E_T (J)	V_c ($\mu m/J$)
1i	29	43	412	441	9,4
1d	49	43	491	540	7,2
2i	74	43	491	564	7,2
2d	49	130	451	500	7,6
3i	103	174	574	677	6,2
3d	137	87	618	755	5,7
4i	103	130	711	814	5,7
4d	49	43	530	579	6,2
5i	137	130	451	589	7,9
5d	103	87	574	677	6,6
6i	103	88	491	594	7,2
6d	74	88	491	564	6,7
7i	74	43	343	417	10,7
7d	103	130	491	594	7,1
Mínimo	29	43	343	417	5,7
Máximo	137	174	711	814	10,7
Media	85	90	508	593	7,3
Desviación estándar	33	43	91	110	1,38
CV (%)	39	48	18	18	19

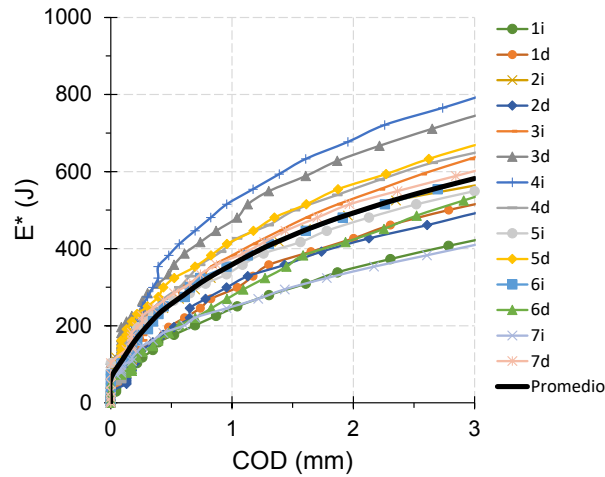


Figura 5.2. Curvas de impacto de HRF de acero (M1).

Se puede ver que la absorción de energía del HRF es mayor en estado fisurado y que la energía de fisuración, en este hormigón, generalmente está cerca del 15% de la energía total. En esta serie los ensayos de ambas mitades de una misma probeta no siempre presentaron resultados similares. Particularmente los valores extremos los presentaron probetas izquierdas. Los parámetros referidos a la fisuración mostraron mayor variabilidad que los de la Fase 2, lo que sugiere que el comportamiento postfisuración, debido a la acción de las fibras, es más estable. La mayor variabilidad se corresponde con la apertura inicial de la fisura (COD_c) donde se encontraron CV cercanos al 50%. Aunque la E_T no resultó en el parámetro de menor variabilidad, aparece como una buena opción que representa el comportamiento de todo el HRF, ya que contiene información tanto el agrietamiento, como la respuesta posterior a la aparición de la fisura. Su variabilidad estuvo alrededor del 20%, que concuerda con los valores habituales obtenidos, por ejemplo, en las pruebas de flexión estática.

La Tabla 5.2 presenta el número mínimo de pruebas requeridas en función del Error, para Niveles de Confianza del 95% y 90%, considerando los coeficientes de variación de cada parámetro de impacto resumidos en la Tabla 5.1. Un ejemplo de la interpretación de los resultados de la Tabla 5.2 es el siguiente: en el caso de la E_T , ejecutando por lo menos 7 siete ensayos, el 95% (Nivel de Confianza) de los resultados tendrán un Error inferior al 15%. Como era de esperarse, para reducir el Error o para obtener un Mayor Nivel de Confianza se requiere un mayor número de pruebas. Cabe señalar que, ya que en este caso se desean determinar valores medios, en los cálculos de la Tabla 5.2 se seleccionaron los valores de t-student (τ) considerando la situación como un problema bilateral (también llamado de dos colas); esto significa que se rechazan los valores tanto por debajo como por encima del Límite de aceptación; en términos prácticos, esto significa que para un Nivel de Confianza del 90%, no se incluyen los valores por debajo del 5% ni por encima del 95% de probabilidad. Nótese que para tener valores lo suficientemente confiables de los parámetros

de la Fase 1 (E_C , COD_C) se requiere un número significativo de ensayos, pero en el caso de los parámetros de la Fase 2 (E_P , E_T , V_C) el número disminuye y se vuelve razonable. Por ejemplo, tomando en cuenta los valores típicos de 15% de Error y 90% de Nivel de Confianza, empleado en el estudio de hormigones, solo se requieren 4 pruebas para la E_P y 5 para E_T y V_C . En base a estos resultados se recomienda ejecutar un mínimo de 6 pruebas.

Tabla 5.2. Número mínimo de ensayos en función de del Error, para los niveles de confianza del 95% y del 90%; con CV resultantes de las pruebas de impacto resumidos en la Tabla 5.1.

Nivel de confianza	e_{rr} (%)	E_C	COD_C	E_P	E_T	V_C
95% $\tau = 2,160$	10	72	108	15	16	17
	15	32	48	7	7	8
	20	18	27	4	4	4
	25	12	17	2	3	3
	30	8	12	2	2	2
90% $\tau = 1,771$	10	49	73	10	11	11
	15	22	32	4	5	5
	20	12	18	2	3	3
	25	8	12	2	2	2
	30	5	8	1	1	1

Como se mencionó anteriormente, el objetivo de este estudio fue determinar los valores medios, por lo que los resultados se analizaron estadísticamente como un problema de dos colas, lo que supone un rechazo de los valores atípicos por exceso y por déficit. Sin embargo, si el análisis se realiza para el control de calidad de obra (es decir, aceptar o rechazar el hormigón), el problema se convierte en un caso unilateral (también llamado de una sola cola), donde solo se deben rechazar los valores atípicos bajos. En este caso, los valores de t-student deberían ser menos conservadores (más bajos) y, en consecuencia, también disminuiría el número mínimo de especímenes. Por ejemplo, para el 15% de Error y el 90% de Nivel de Confianza, el valor de t-student disminuye de 1.771 a 1.350, y solo serían necesarios 3 ensayos (en lugar de 5) para la determinación de la E_P , E_T y V_C .

De la misma manera que se analizó la muestra M1, fueron estudiados los hormigones M2 y M3 que son marcadamente diferentes. Los resultados muestran la capacidad del ensayo propuesto para evaluar la resistencia al impacto de hormigones de diferente *performance*.

Con el HRF M2 se realizaron doce ensayos de impacto, mientras que del hormigón simple M3 se realizaron cuatro. La Tabla 5.3 resume los resultados de estas pruebas y la Tabla 5.4 muestra el número mínimo de ensayos requeridos, estadísticamente determinado en función del Error, calculado para Niveles de

Confianza del 95% y 90%. Ambos hormigones tienen una capacidad residual muy baja, por lo que no es de extrañar que la mayor parte de la energía corresponda a la Fase 1 (E_C), cerca del 65% en el caso de M2 y del 80% en el caso de M3.

Tabla 5.3 Resumen de los resultados de las pruebas de impacto obtenidas en un HRF de bajo desempeño (M2) y un hormigón simple (M3).

Hormigón		E_C (J)	COD_C (μm)	E_P (J)	E_T (J)	V_C ($\mu\text{m}/\text{J}$)
HRF (M2) 12 ensayos	Mínimo	34	7	25	69	32,5
	Máximo	108	565	59	145	167,0
	Media	75	145	38	114	127,3
	SD	21	197	16	22	37,1
	CV (%)	27	135	41	19	29
Hormigón simple (M3) 4 ensayos	Mínimo	49	129	5	78	102,1
	Máximo	74	2305	34	98	171,2
	Media	67	1184	17	85	135,0
	SD	12	1218	15	9	37,7
	CV (%)	18	103	86	11	28

Tabla 5.4 Resumen de los ensayos requeridos en función del error para los niveles de confianza del 95% y del 90%; calculado a partir de los CV de los ensayos de impacto que se muestran en la Tabla 5.3.

Hormigón	Nivel de Confianza	e_{rr} (%)	E_C	COD_C	E_P	E_T	V_C
HRF (M2)	95% $\tau = 2,201$	10	36	890	80	18	41
		15	16	395	36	8	18
		20	9	222	20	5	10
		25	6	142	13	3	7
		30	4	99	9	2	5
	90% $\tau = 1,796$	10	24	592	53	12	27
		15	11	263	24	5	12
		20	6	148	13	3	7
		25	4	95	9	2	4
		30	3	66	6	1	3
Hormigón simple (M3)	95% $\tau = 3,182$	10	33	1072	744	12	79
		15	15	477	331	5	35
		20	8	268	186	3	20
		25	5	172	119	2	13
		30	4	119	83	1	9
	90% $\tau = 2,353$	10	18	586	407	7	43
		15	8	261	181	3	19
		20	5	147	102	2	11
		25	3	94	65	1	7
		30	2	65	45	1	5

Al comparar la capacidad residual del HRF de acero (M1) (Tabla 5.1) y la del HRF poliméricas de baja capacidad residual (M2) (Tabla 5.3), aparece un comportamiento diferente. En M2, de manera opuesta a lo que sucedió en M1, la variabilidad fue menor en E_C que en E_P , y la dispersión también aumentó en V_C . En este caso (ver Tabla 5.3), la mayor variabilidad en las propiedades de la Fase 2 debe estar relacionada con la escasa capacidad post fisuración de este HRF, que se refleja en las tensiones residuales medidas en los ensayos de flexión estática. Hay que destacar que este hecho (la escasa capacidad residual) no debe asociarse al material de la fibra, pues existen muchas macrofibras sintéticas diferentes y, como se demostrará más adelante (Capítulo VI). Se ha documentado un excelente desempeño en impacto de otros HRF poliméricas. Es muy interesante observar que, aunque en este HRF la E_C fue mayor que la E_P , contrariamente al ejemplo anterior, la variabilidad de la E_T también fue cercana al 20%, lo que confirma que este representa un parámetro útil. Una vez más, la COD_C mostró una variabilidad muy alta. Al comparar ambos HRF, hubo menor variabilidad en la E_C que en la COD_C y esto también puede estar asociado a las características de las fibras. Sin duda, la variabilidad se ve afectada por el rendimiento de las fibras, incluso en la Fase 1, aunque esta resistencia depende principalmente de las propiedades de la matriz (Vivas et al., 2020a).

La Tabla 5.4 muestra que hay un aumento en el número de especímenes requeridos para evaluar el HRF de baja capacidad residual, que se asocia a los incrementos en los CV. Sin embargo, considerando el caso de Error del 15% y un Nivel de Confianza del 90%, nuevamente 5 pruebas son suficientes para la caracterización del material basada en la Energía Total (E_T).

Aunque se realizaron menos pruebas sobre el hormigón sin fibras (M3) se pudo observar que el parámetro E_C presentó un CV inferior al 20%, lo que indica que todas las probetas se fisuraron cuando se impactaron desde alturas similares. Se observa una variabilidad muy alta del parámetro COD_C , como era de esperar ante la ausencia de fibras que controlaran la propagación de fisuras. El análisis de los parámetros postfisuración (E_P , V_C) no tiene relevancia en el hormigón simple. En cuanto a la E_C , incluso en el hormigón sin fibras tuvo una variabilidad razonable y, por lo tanto, también se podría utilizar como referencia. Por último, debe aclararse que, aunque en este caso solo se realizaron y analizaron 4 probetas, la evaluación sigue siendo válida ya que los valores de t-student (τ) penalizan este bajo número de pruebas. En el hormigón M3, considerando un Error del 15% y un nivel de confianza del 90%, 3 pruebas son suficientes para la caracterización del material basada en E_T .

5.2.3. Comentarios y conclusiones sobre la variabilidad de los resultados

En base a los trabajos experimentales y resultados presentados en esta sección, donde se estudió la variabilidad de los resultados de los ensayos de impacto sobre tres hormigones de igual mezcla base, uno simple y dos

reforzados con diferente tipo de fibras, que presentaron marcada diferencia en cuanto a su capacidad residual, se concluye lo siguiente:

- Es posible evaluar HRF con diferentes desempeños, incluso hormigón simple a efectos de comparación.
- Los parámetros de evaluación propuestos son representativos del material, proporcionan información tanto de la resistencia a la fisuración como del comportamiento del estado agrietado.
- Evaluando un número limitado de especímenes, se pueden obtener resultados con una variabilidad razonable que permiten valorar el desempeño, tanto antes como después de la fisuración, de hormigones reforzados con diferentes tipos y contenidos de fibras.
- Los principales parámetros de impacto de la prueba son la energía total (E_T) y la tasa de crecimiento de la fisura (V_C), que son sensibles al tipo y contenido de fibras. La energía de fisuración (E_C), no depende tanto de la capacidad residual del hormigón.
- La energía acumulada total (E_T) es un parámetro capaz de considerar tanto la resistencia a la primera grieta como el comportamiento en estado agrietado, mostrando valores CV aceptables (< 20%).
- Considerando la evaluación de HRF basada en E_T , 6 pruebas son suficientes para obtener un Error inferior al 15 % con un Nivel de Confianza del 90 %. En el caso de que el método se utilice para el control de calidad (aceptar o rechazar un HRF) 3 pruebas podrían ser suficientes.
- La tasa de crecimiento de la abertura de fisura (V_C) se constituye como una buena herramienta para describir la contribución postfisuración de diferentes fibras.
- Aunque el desplazamiento inicial de la abertura de la fisura (COD_C) da evidencia de la contribución del tipo y contenido de las fibras en la resistencia a la fisuración por impacto, su variabilidad es alta y solo puede proporcionar información cualitativa.

5.3. Influencia de la geometría de la probeta y masa del proyectil (Serie 03)

Dado que los resultados del ensayo de impacto propuesto se expresan en términos de energía, dependen de las dimensiones de la probeta y otros parámetros de la prueba. Por lo tanto, en esta Serie se emprendió una campaña experimental para mostrar en qué medida la geometría de la probeta, luz libre entre apoyos y masa del proyectil, modifican los resultados. En base al estudio se puede proponer un método de corrección para comparar resultados de ensayos realizados con pequeñas diferencias en los valores de las variables mencionadas.

5.3.1. Mezclas y programa experimental

Para esta Serie se preparó un HRF con cemento CPF40, filler calcáreo, arena silíceo natural, arena de trituración, piedra partida granítica de tamaño máximo 12 mm, un superplastificante y 30 kg/m^3 de fibras de acero en forma de gancho (50 mm de largo, 1 mm de diámetro y 1100 MPa de resistencia a la tracción). Las proporciones de las mezclas y demás características de la fibra empleadas se encuentra en el Capítulo 3. Estas fibras se suelen utilizar en muchas aplicaciones estructurales y la dosificación escogida se emplea frecuentemente en suelos y pavimentos. El asentamiento del hormigón fue de 140 mm, el contenido de aire del 3% y el peso unitario de 2330 kg/m^3 . Se moldearon 21 prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ para ensayos de flexión e impacto y 6 cilindros de $100 \times 200 \text{ mm}$ para determinar resistencia a la compresión. Todos los especímenes fueron compactados por vibración externa; se desmoldaron a las 24 h y se mantuvieron en cámara húmeda para su curado. Después de 28 días, el HRF tuvo una resistencia a la compresión de 54 MPa.

La caracterización en flexión se realizó según la norma EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005). En la Figura 5.3 se muestra la curva media de los ensayos de flexión estática. La tensión máxima del HRF (f_{max}) fue de 5,63 MPa, la tensión de primera fisura (f_L) fue de 4,66 MPa y las tensiones residuales en aberturas de fisura iguales a 500 y 2500 micrones (f_{R1} y f_{R3}) fueron de 4,68 y 5,44 MPa respectivamente.

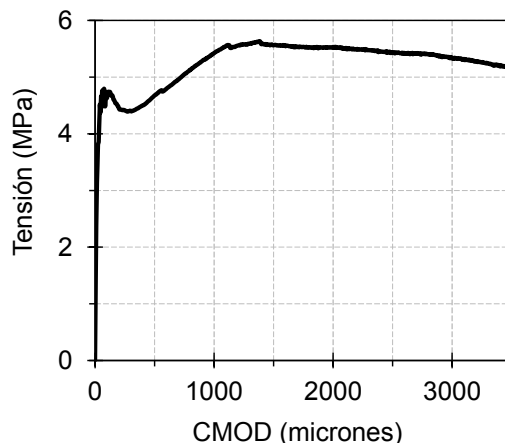


Figura 5.3 Curva media de los ensayos de flexión estática EN14651 en el hormigón de la Serie 03.

Se denominó “grupo estándar” o “caso C”, a la propuesta del ensayo de impacto descrito en el Capítulo IV. Donde la probeta tiene una sección transversal cuadrada ($b \times h_b$) de $150 \times 150 \text{ mm}$ y 300 mm de longitud, a la cual se le practica mediante aserrado una entalla de profundidad (e) igual a 25 mm en el centro de la cara traccionada; en este grupo la luz libre entre apoyos (L) es de 240 mm y la masa del proyectil (m_H) es de 5 kg.

Para analizar el *efecto individual* de cada variable de ensayo sobre los resultados, se modificaron, una a la vez, las magnitudes de: el ancho de la

probeta (b), la altura útil (h_{sp}), la luz libre entre apoyos (L) y la masa del proyectil (m_H). La altura útil (h_{sp}) es la diferencia entre la altura del prisma (h_b) y la profundidad de la entalla (e), para variar h_{sp} se mantuvo constante h_b y solo se varió la profundidad e. En la Tabla 5.5 se muestran los valores adoptados para cada parámetro y las denominaciones de cada grupo y caso de ensayos. En base a los resultados obtenidos en la Serie 02, presentada en la Sección 5.1, donde se demostró que con seis ensayos se obtienen valores medios de E_T , que es la variable global de la prueba de impacto, con un 15% de error y un 90% de nivel de confianza, se realizaron seis ensayos para cada caso. Exceptuando en el caso C, donde, a modo de obtener mayor precisión en los resultados, se realizaron 12 pruebas.

Tabla 5.5 Variables de cada grupo en el estudio paramétrico de la Serie 03

Grupo	Caso	b (mm)	$h_{sp} = h_b - e$ (mm)	L (mm)	m_H (kg)
Estándar	C	150	125	240	5,1
Ancho	b100	100	125	240	5,1
	b70	70	125	240	5,1
Altura	h100	150	100	240	5,1
	h140	150	140	240	5,1
Luz libre entre apoyos	L350	150	125	350	5,1
	L500	150	125	500	5,1
Masa	m10	150	125	240	11,2
	m20	150	125	240	21,2

5.3.2. Resultados y análisis

La Figura 5.4 muestra el montaje de los casos L500, L350 y C del grupo en que se varió la “luz libre entre apoyos”. Las mitades resultantes de los dos primeros casos, junto con las derivadas de los ensayos de flexión estática, se utilizaron en los demás grupos, el grupo en que se varió el ancho del espécimen.

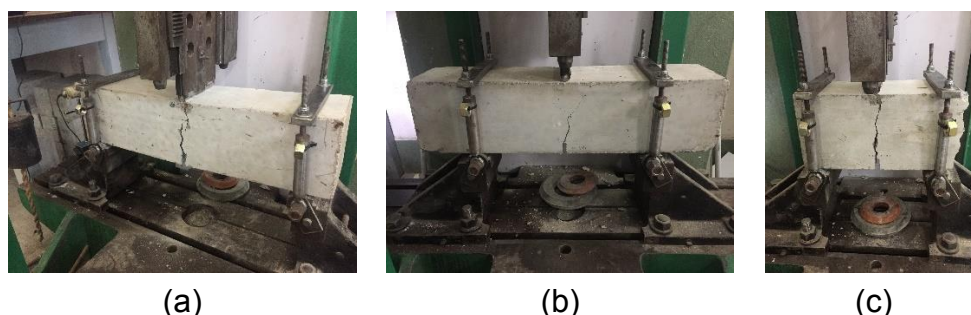


Figura 5.4. Configuración de ensayos del caso “luz libre entre apoyos”: (a) L500, (b) L350 y (c) C

La curva media de impacto correspondiente al caso de referencia (C) se muestra en la Figura 5.5. a modo de recordatorio, se identifican los parámetros característicos de ambas fases. Para la Fase 1, la Energía de Fisuración (E_c) fue

igual a 96 J y la apertura inicial de esa fisura (COD_C) fue de 38 μm; en la Fase 2, la Energía Postfisuración (E_P) presentó una magnitud de 863 J, mientras que la tasa de crecimiento de la fisura (V_C) registrada fue de 5,0 μm/J y la Energía Total (E_T) de 959 J.

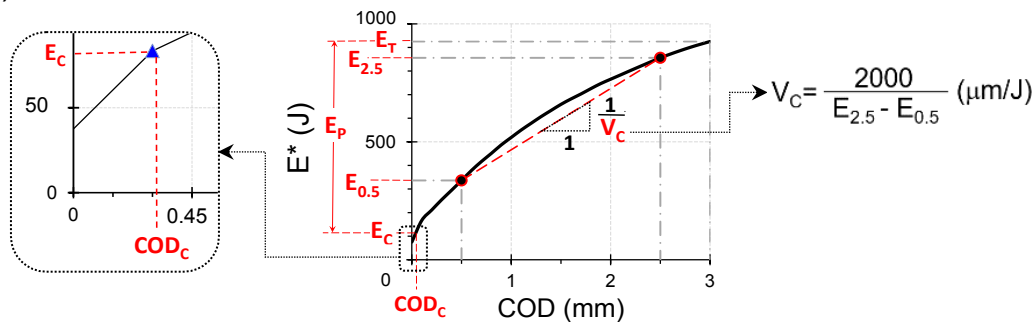
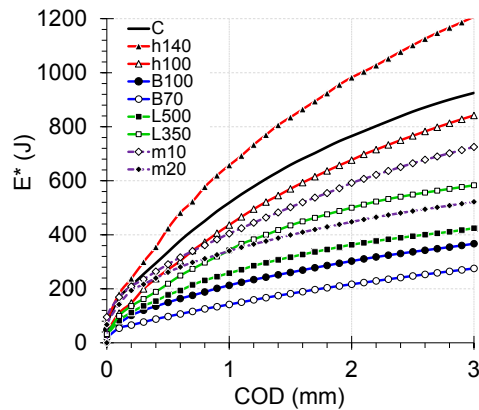
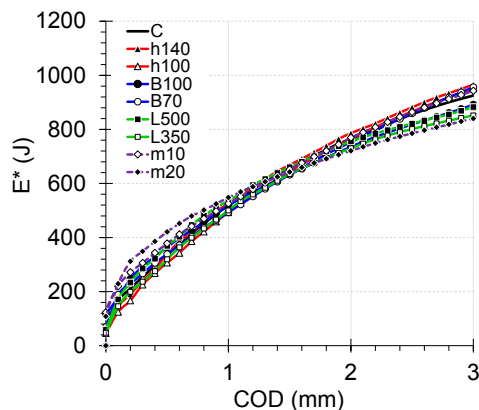


Figura 5.5 Curva de impacto del caso C

Las curvas de impacto medio obtenidas para cada Grupo se presentan en la Figura 5.6a.



(a)



(b)

Figura 5.6 Curvas de impacto medias (a) iniciales y (b) corregidas.

Se puede observar que en la mayoría de los casos la forma de las curvas fue consistente, a excepción de m20 que presentó mayores deformaciones en los primeros 0.5 mm y una caída notoria en la pendiente post fisuración (es decir aumento en la tasa de fisuración). En todos los casos, excepto en h140, la

energía total se redujo en relación a la Serie (C). La Serie con menor E_T fue b70, lo que sugiere que, al menos para este tipo de fibras, el ancho de la probeta es una de las variables que más influye en los resultados del ensayo.

Los resultados de E_C y E_P (referidas al eje izquierdo) y V_C (comparadas con eje logarítmico de la derecha) se resumen en la Figura 5.7. El valor máximo y mínimo de cada parámetro se simboliza con líneas verticales.

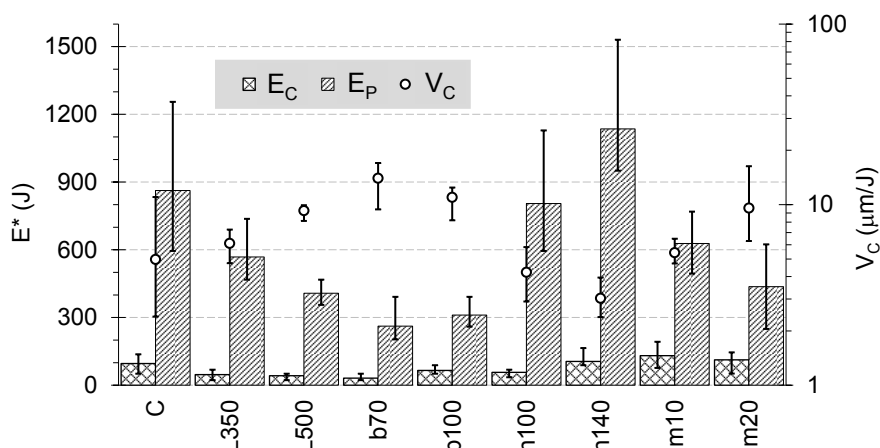


Figura 5.7 Estudio paramétrico de la prueba de impacto.

Al comparar los diferentes Casos con el Caso de referencia (C) se encontró que el incremento en la longitud de apoyo redujo la E_C y E_P , mientras que la V_C aumentó 186%. En este Caso, todos los parámetros presentaron una variabilidad aceptable (muy inferior a la presentada en otros métodos de ensayo mostrados en el Capítulo II) aunque la misma se redujo con el aumento de la luz libre. Se ratifica lo concluido en la Sección 5.2.: que, con el método propuesto, seis probetas es una cantidad suficiente para tener valores de E_T de buena fiabilidad. Si se procuraran menores valores de variabilidad, se podría optar por aumentar la luz libre. En las siguientes Secciones de este capítulo se analizan, a través de modelos computacionales, la distribución de tensiones y el daño en la probeta durante el ensayo, que explica por qué en las campañas experimentales nunca se observó la falla por corte.

El ancho del espécimen también afectó la energía de fisura (E_C , E_P) y la tasa de apertura de fisura (V_C). E_C disminuyó con el ancho; en el caso del b70 la disminución fue de casi un 70%, mientras que en el b100 fue solo del 32%. En el caso de E_P , la disminución respecto al caso C estuvo cerca del 64% en b100 y del 70% en b70. La tasa de apertura de fisura (V_C) en ambos casos fue más del doble que la V_C que mostró grupo de referencia, siendo un 220% mayor en b100 y un 280% en b70. La V_C es la propiedad más afectada por el ancho de la probeta. En cuanto a la variabilidad de resultados, no existe una tendencia clara, sin embargo, el CV fue inferior al 30%, valor que se considera aceptable, ya que está acorde con la variabilidad de las resistencias estáticas del HRF.

La altura de la muestra también modifica los resultados. La E_C aumentó con la altura (h_{sp}), en h140 E_C fue 10% mayor que el caso estándar (C). El

aumento de altura de 100 a 125 mm (Casos h100 y C) solo incrementó la E_P en un 7%. Por el contrario, en h140 la E_P aumentó un 32% respecto al caso estándar (C). La variabilidad de los resultados de la E_P de este Grupo fue casi constante ($\approx 30\%$), siendo el valor más alto entre todos los parámetros de prueba en todos los Grupos.

Con respecto a la masa del proyectil, no hubo una clara influencia de ésta en la energía de fisura E_C ; aumentó cuando se utilizó un proyectil de 10 kg (los valores de m10 fueron cerca de un 40% más altos que los valores de C con m=5 kg), pero se encontraron aumentos menores en m20. Por otro lado, la energía requerida para alcanzar la ruptura (E_P) disminuyó claramente a medida que aumentó la masa; comparado con C en m10 fue 20% menor y 40% menor con m20.

Está claro que, aunque los parámetros de prueba se dan en términos de energía o en función de ella, los resultados pueden variar según la disposición de la prueba (masa del proyectil, altura de caída o geometría).

5.3.2.1. Método de corrección

A partir de los resultados de 5.3.2 se propone un método de corrección que hace posible la comparación entre ensayos de impacto con pequeñas diferencias geométricas o en la masa del proyectil. Consiste en aplicar un factor de corrección adimensional (Γ), que multiplica la energía potencial entregada en cada impacto como se muestra en la Ecuación (1).

$$E_i = \Gamma \cdot m \cdot g \cdot h_i \quad (5.4)$$

Dependiendo del tipo de variable, el factor Γ dependerá directa o inversamente, de la relación entre la dimensión estándar (L, b, h_{sp}, m_H) y la real (L_r, b_r, h_{sp_r}, m_r), afectado (proporcional o potencialmente) por un factor de ajuste (k_L, k_b, k_{hsp}, k_m). Las relaciones matemáticas propuestas para Γ se presentan en las Ecuaciones (5.5) a (5.8) donde los subíndices indican la variable a ajustar (L, b, h_{sp}, m_H). La propuesta contempla la corrección de una sola variable por ensayo; el efecto combinado de las variables será objeto de investigaciones futuras. Se recomienda utilizar las correcciones siempre que las magnitudes de los parámetros se encuentren dentro del rango estudiado en este trabajo. Para diferentes tipos y dosis de fibras, los valores de k_i posiblemente podrían cambiar.

$$\Gamma_L = k_L \frac{L_r}{L} \quad (5.5)$$

$$\Gamma_b = k_b \frac{b}{b_r} \quad (5.6)$$

$$\Gamma_{hsp} = k_{hsp} \frac{h_{sp}}{h_{sp_r}} \quad (5.7)$$

$$\Gamma_m = \left[\frac{m_H}{m_r} \right]^{k_m} \quad (5.8)$$

Los factores de corrección calculados para cada variable se muestran en la Tabla 5.6. En la Figura 5.8, se grafican, para cada Caso, la relación entre la dimensión estándar (L , b , h_{sp} , m_H) y la real (L_r , b_r , h_{spr} , m_r). También se incluye un factor, denominado “medido”, que es el valor promedio de la división entre la energía acumulada (E^*) en el caso estándar (C) y cada uno de los otros casos (L , b , h_{sp} , m) respectivamente, realizada en cada apertura de fisura (cada 0,1 mm, a partir de una COD de 0,5 mm). Las diferencias entre L_r/L , h_{sp}/h_{spr} , b/b_r , m_r/m_H y los valores “medidos” representados en la Figura 5.8 justifican el uso de los factores k_i . Se pudieron encontrar factores de corrección (k_i) constantes de cada Grupo. Las curvas medias iniciales y corregidas se representan en la Figura 5.6. La Figura 5.6b muestra claramente la efectividad de los factores de corrección propuestos, ya que las curvas iniciales se ajustan fuertemente a la curva estándar una vez aplicadas las Ecuaciones (5.5) a (5.8).

Tabla 5.6 Variables a considerar en las pruebas de impacto en cada Serie.

Luz libre entre apoyos				Altura útil de la probeta			
L (mm)	L_r/L	k_L	Γ_L	h_{sp} (mm)	h_{sp}/h_{spr}	k_{hsp}	Γ_{hsp}
240	1,00	-	1,00	100	1,25	0,9	1,13
350	1,46	1	1,46	125	1,00	-	1,00
500	2,08	1	2,08	140	0,89	0,9	0,80
Ancho de la probeta				Masa del proyectil			
b (mm)	b/b_r	k_b	Γ_b	m (kg)	m_r/m	k_m	Γ_m
70	2,14	1,62	3,47	5,1	1,00	-	1,00
100	1,50	1,62	2,43	11,2	2,16	0,34	1,30
150	1,00	-	1,00	21,2	4,09	0,34	1,61

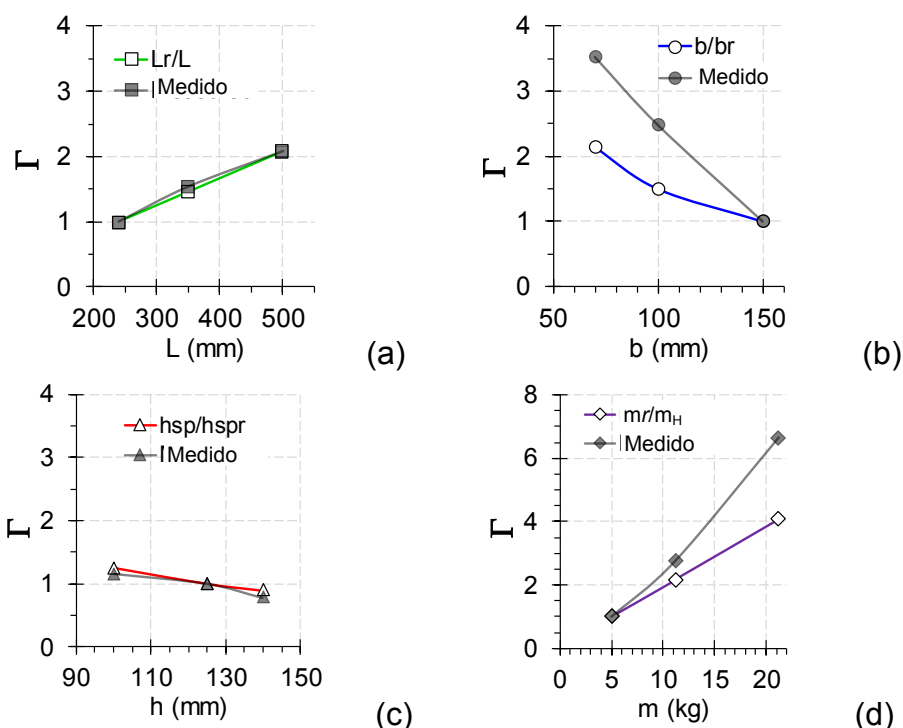


Figura 5.8 Factores de corrección de los Casos de estudio: (a) Luz libre entre apoyos, (b) Ancho, (c) Altura y (d) Masa

5.3.3. Comentarios y conclusiones sobre las variables que afectan los resultados del ensayo

Con el objetivo de analizar la influencia de la geometría de la probeta y la masa del proyectil, sobre los resultados del ensayo de impacto propuesto, se realizó el estudio paramétrico experimental presentado en esta Sección, a partir de los resultados se concluye que:

- El ancho y la altura útil de la muestra, la luz libre entre apoyos y la masa del proyectil, afectan los resultados del ensayo de impactos, como se esperaba, afectando la forma de la curva de impacto y la magnitud de los parámetros de impacto resultantes, antes y después de la fisuración.
- El ancho de la probeta y la masa del proyectil son las variables que más efecto tienen sobre los resultados de la prueba de impacto, la primera provoca una mayor reducción de energía acumulada y la segunda modifica la forma de las curvas de impacto.
- La variabilidad de los resultados de las pruebas de impacto en el estudio paramétrico, alcanzó valores típicos del HRF en pruebas estáticas (por ejemplo, los de flexión), sin embargo, el aumento de la luz libre de 240 a 500 mm lo redujo significativamente. Se ratifica que, con el método propuesto (Caso C), seis probetas son suficientes para tener valores de energía total confiables. Si se procuraran menores valores de variabilidad, se podría optar por aumentar la luz libre.
- Se propuso un método de corrección para variaciones menores de cada variable, basado en ecuaciones empíricas a partir de los resultados experimentales. Los factores de corrección consideran la relación entre la variable real y la propuesta para la prueba, proporcional o potencialmente afectada por una constante k_i .

5.4. Análisis numérico: Distribución de tensiones en los especímenes (Serie 04a)

Esta Serie, que constituye un importante complemento de la anterior, comprende un estudio paramétrico con los mismos Grupos y Casos resumidos en la Tabla 5.5, pero llevado a cabo numéricamente a través de modelos computacionales. Dicha modelación fue realizada junto con el Dr. Facundo Isla, en el marco de una cooperación con la Facultad de Ciencias Exactas de la Universidad Nacional de Tucumán. El objetivo en esta Serie fue analizar la distribución de tensiones durante un impacto, antes de la fisuración, además de comprender el estado tensional de los especímenes en cada Caso. En adelante, se describirá el modelo computacional elaborado, la calibración llevada a cabo y finalmente se mostrarán los resultados del estudio paramétrico computacional. Las pruebas experimentales se realizaron sobre un HRF de acero. (58,7 MPa, Módulo de elasticidad: 36 GPa, Coeficiente de Poisson: 0,20)

5.4.1. Descripción general del modelo computacional

Se desarrolló un modelo computacional para estudiar el comportamiento de la probeta durante el impacto. El objetivo principal fue el análisis de la distribución de tensiones con el fin de reforzar las hipótesis del estudio experimental de que la probeta trabaja en flexión. El modelo se generó con el programa LS-Dyna (Livermore Software Tech. Corp. (LSTC), 2018) y se simuló tanto la probeta como la máquina de ensayo, para lograr resultados representativos y minimizar las simplificaciones en las condiciones de contorno.

El modelo numérico se muestra en la Figura 5.9. La base y el apoyo fijo son un conjunto, mientras que el apoyo móvil puede deslizarse sobre la base con un coeficiente de fricción de 0,17 medido experimentalmente (ver Sección 4.9.2) y el movimiento es dirigido por una guía central sin fricción, que también restringe el movimiento hacia arriba. La parte inferior de la base está fijada al sistema de referencia global. Dos rodillos están dispuestos entre la muestra y los soportes. Se definió rozamiento acero-acero entre los rodillos y los apoyos (coeficiente de rozamiento 0,2) y roce acero-hormigón entre los rodillos y la probeta (coeficiente de rozamiento 0,3). Cuatro tensores fijan la probeta contra los rodillos con una fuerza de pretensión de 1kN evitando que los extremos de la probeta se desplacen hacia arriba tras el impacto.

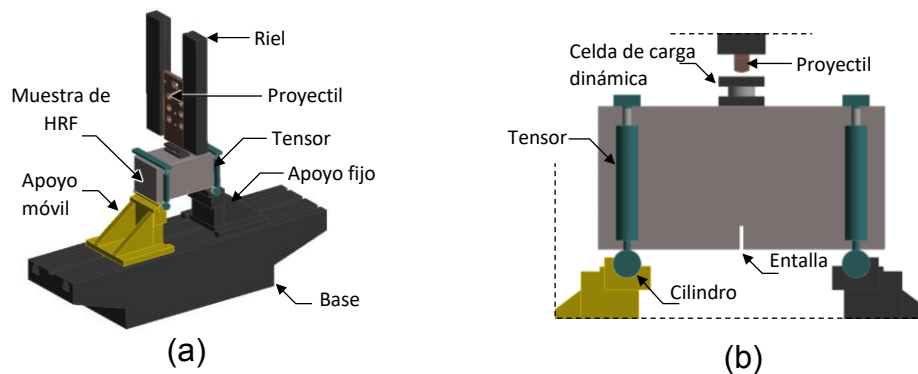


Figura 5.9 Modelo computacional (a) una perspectiva. b) Vista frontal del espécimen.

Para la comparación de los resultados numéricos con los experimentales se instrumentó la prueba, adosando una celda de carga piezoeléctrica PCB-203B, con capacidad máxima de 89kN, en el centro de la cara superior de la viga, que es la zona de contacto con el proyectil. Por arriba y por abajo de la celda se dispusieron placas de acero de 10 mm de espesor, para distribución de carga y protección de celda, como se muestra en la Figura 5.10. Como se observa en la Figura 5.9 esta instrumentación también fue modelada.

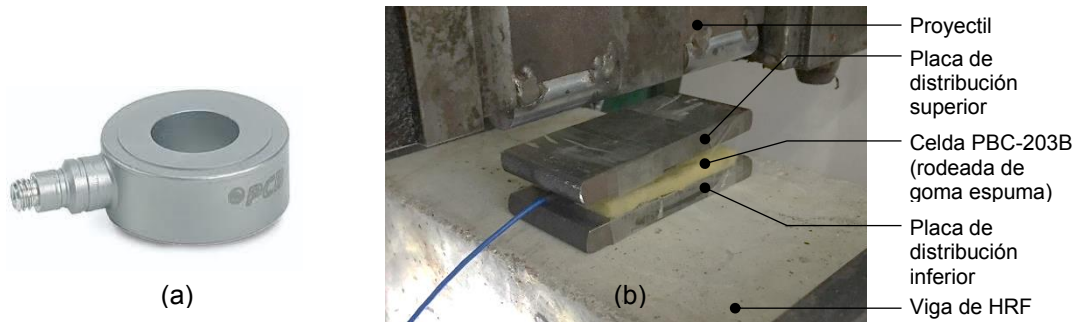


Figura 5.10 (a) Celda de carga PCB-203B. (b) Montaje de celda de carga con placas de distribución.

El proyectil se modeló en detalle; el presentado en la Figura 5.9 corresponde al que tiene una masa de 5,182 kg. También se modeló parte de los rieles que guían el proyectil para evitar el cambio de dirección del proyectil tras el primer impacto; para este estudio se definió una interacción sin fricción entre los rieles y el proyectil. Los rieles del proyectil se fijaron al sistema de referencia global. Todos los componentes de la máquina de ensayo se modelaron con su masa real y considerando un material elástico con las propiedades mecánicas del acero.

La simulación comenzó con la pretensión de los tensores y esta etapa duró los primeros 4 ms hasta la estabilización. Se supuso una aceleración del proyectil de $9,79688 \text{ m/s}^2$. Las alturas de caída en el estudio variaron de 100 a 500 mm, lo que implicó una duración de caída de 0,14 a 0,31 s. Para acortar el tiempo de cálculo, el proyectil se colocó inicialmente a una altura tal que tardase 4 ms en golpear la placa de carga y asignándosele una velocidad inicial en esta ubicación correspondiente a la de la caída libre. Una vez iniciado el contacto se analizaron 2 ms más, con lo que toda la simulación duró 6 ms.

Dado que el modelo computacional se utilizó para analizar el comportamiento previo al agrietamiento de las probetas bajo el ensayo de impacto, se asumió un comportamiento elástico para el HRF (Módulo de elasticidad: 36 GPa, Coeficiente de Poisson: 0,20).

5.4.2. Validación de modelos computacionales

Para verificar el modelo de elementos finitos desarrollado, se compararon los resultados numéricos con los obtenidos en los ensayos. En la Figura 5.11 se presenta la evolución en el tiempo de la carga de impacto para tres alturas de caída (70, 300 y 500 mm) y se incluyen resultados experimentales y numéricos a efectos de comparación. En la Tabla 5.7 se presenta el resumen y comparación de la carga máxima e impulso. El impulso fue determinado como el área bajo la curva Carga-Tiempo.

En todos los casos, las cargas de impacto numéricas resultaron superiores a las experimentales, esto concuerda con lo reportado por otros autores (Fiengo Pérez et al., 2022). A la vez las duraciones de los impactos

experimentales fueron de mayor magnitud que los numéricos, esto se debe al proceso de acomodo que sufren las placas de distribución de cargas en del choque, a raíz de las ligeras imperfecciones en las piezas mecánicas. Sin embargo, se halló una equivalencia entre los impulsos numéricos y experimentales, la máxima diferencia se obtuvo en el impacto con menor altura de caída (70 mm), y fue del orden del 13%, mientras que, en el impacto desde 500 mm de caída, la diferencia de impulso estuvo en el orden del 1%. Ya que el impulso generado por la carga de impacto está directamente asociado con el daño generado, esta alta coincidencia entre los impulsos numéricos y experimentales indican que es válida la implementación del modelo numérico elaborado para el análisis del fenómeno de impacto estudiado.

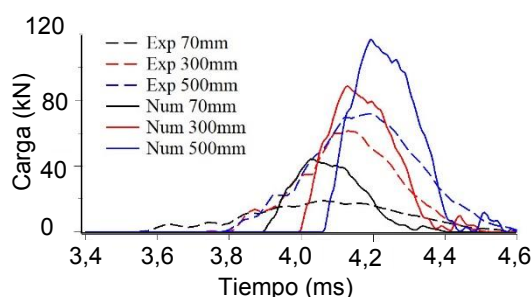


Figura 5.11 Comparación de historiales de carga experimentales y numéricos para diferentes alturas de caída.

Tabla 5.7 Cargas máximas e impulsos experimentales y numéricos para diferentes alturas de caída.

Altura de caída (mm)	Experimentales		Numéricos		Diferencia			
	Carga máxima (kN)	Impulso (N.s)	Carga máxima (kN)	Impulso (N.s)	Carga (kN)	(%)	Impulso (N.s)	(%)
70	19	9,2	44	10,3	25	134	1,2	13
300	61	18,2	89	19,8	27	45	1,6	9
500	72	26,1	117	25,8	45	63	-0,3	-1

A modo de ejemplo, en la Figura 5.12 se presenta la distribución de tensiones principales en el plano central de la probeta (longitudinal) para la altura de caída intermedia de 300 mm. Las imágenes muestran tres instantes del impacto correspondientes al pico de carga y dos instantes posteriores para mostrar la evolución de las tensiones. Se puede observar la formación de bielas de compresión, pero con tensiones que no alcanzan valores altos (6 MPa) respecto a la resistencia del material ($f_c=58,7$ MPa estáticos), mientras que los esfuerzos de tracción en la zona de la entalla alcanzan valores relativamente mucho más altos (9 MPa). En la Figura 5.12 también se presentan los esfuerzos cortantes máximos y el daño plástico en base al parámetro δ (Hallquist y LSTC, 2018). En general, δ varía entre cero y uno, donde uno representa el daño total en que el material ya no resiste cargas. De este modo, se puede observar cómo,

a pesar de la existencia de zonas de corte en que el espécimen es sometido aproximadamente a 3 MPa de dicha sollicitación, con pequeñas regiones (apoyos y punto de choque) con corte de hasta 9 MPa, el principal daño ocasionado por el impacto es la fisuración vertical, a partir de la entalladura, en dirección al punto de aplicación de la carga. Lo cual es compatible con una falla por flexión. Este aspecto será ampliado en la siguiente sección.

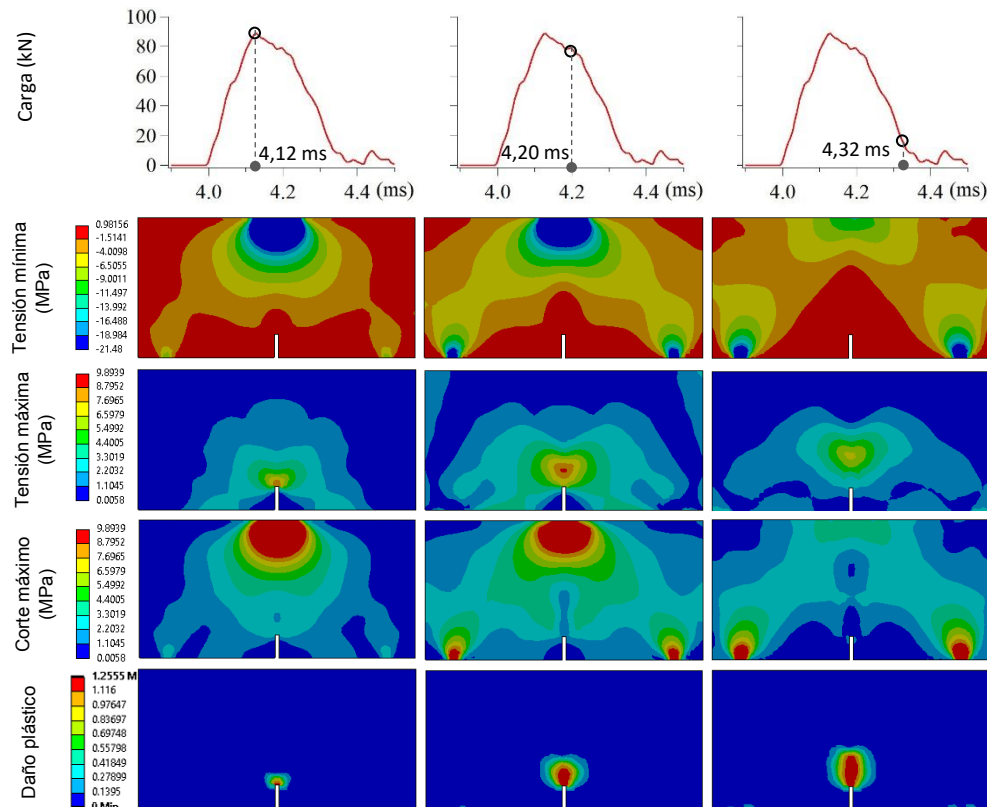


Figura 5.12 Distribución de tensiones principales y daño plástico

5.4.3. Simulaciones del estudio paramétrico

En esta Serie se realizó un estudio paramétrico numérico, considerando los Grupos y Casos presentados en la Tabla 5.5. Para estas simulaciones, se empleó el mismo modelo numérico descrito anteriormente, pero la celda de carga y las placas de distribución de fuerzas se eliminaron para reproducir las mismas condiciones de las pruebas experimentales. En este caso, el proyectil golpeó directamente a la muestra. Para cada Caso del estudio paramétrico, se ajustó la magnitud correspondiente en el modelo y se realizó la simulación considerando un solo impacto. En la Tabla 5.8 se presentan resultados de una caída del proyectil desde 300 mm, para la cual el comportamiento de la viga se encuentra en rango elástico, se presenta la respuesta para todos los Casos estudiados. Esta altura de caída corresponde aproximadamente a la mitad de la altura a la que aparece la fisura. Nótese que la Tabla 5.8 incluye los resultados de la carga máxima y la distribución de tensiones principales a lo largo del plano longitudinal central de la probeta. La distribución de tensiones presentada corresponde a 0,1

ms después de la carga máxima ya que en el caso C se encontraron las máximas tensiones en dicho instante. Adicionalmente, al igual que en la Figura 5.12, esta Tabla muestra, para todos los casos, la variación del daño (δ), en este caso, escalado a 2 (Livermore Software Tech. Corp. (LSTC), 2018)

Tabla 5.8 Resultados de la simulación del estudio paramétrico para una altura de caída de 300 mm.

Grupo	Carga Máxima (kN)	Tensión (MPa)		Corte máximo (MPa)	Daño plástico
		Tensión mínima (MPa)	Tensión máxima (MPa)		
		0.98156 -1.5141 -4.0098 -6.5055 -9.0011 -11.497 -13.992 -16.488 -18.984 -21.48	9.8939 8.7952 7.6965 6.5979 5.4992 4.4005 3.3019 2.2032 1.1045 0.0058	9.8939 8.7952 7.6965 6.5979 5.4992 4.4005 3.3019 2.2032 1.1045 0.0058	1.925 Max 1.736 1.586 1.387 1.087 0.678 0.2683 0.4389 0.2184 0 Min
C	137,4				
b100	110,0				
b70	88,9				
h100	137,0				
h140	137,5				
L350	139,7				
L500	143,3				
m10	141,3				
m20	148,3				

La Tabla 5.8 muestra que cuando se reduce el ancho de la muestra o se aumenta la profundidad de la entalla, la rigidez disminuye, con lo cual la carga máxima es menor. Por otro lado, si se reduce la profundidad de la entalla, aumenta la rigidez y aumenta la carga máxima. Si se aumenta la longitud de la luz de la viga, se reduce la rigidez, pero el aumento de longitud conduce a un aumento del volumen de la probeta y, por lo tanto, a un aumento de la inercia, lo que produce picos de carga más elevados. Finalmente, y como era de esperar, la carga máxima aumenta con la masa del proyectil.

Las distribuciones de tensiones presentadas en la Tabla 5.8 muestran que cuando se reduce el espesor de la muestra, aumentan las magnitudes de los esfuerzos cortantes. Este hecho podría desencadenar una falla por corte en lugar

de una falla por flexión. Algo similar se observa al aumentar la masa del proyectil. En los demás Casos, los esfuerzos de tracción en el ápice en la entalla estuvieron cerca de la resistencia a la tracción del hormigón, incluso a alturas de entalla pequeñas.

Al observar la distribución de daño (δ), se nota que en todos los casos el material alcanza la plastificación a partir de la zona de la entalla, en dirección al punto de aplicación de carga. Esto explica por qué en ningún caso, durante los ensayos experimentales, se observó una falla por corte. Aún en los casos de menor esbeltez del espécimen, se presentó una falla compatible con una falla por flexión. Es de notar que, en elementos de menor espesor, la zona de daño fue mayor, lo mismo se observó en elementos de menor altura útil (mayor profundidad de entalla) y en los impactos en que aumentó la masa del proyectil. Particularmente en la probeta de 500 mm de luz libre entre apoyos (L500), y en la de mayor altura útil (h140), se observa localización de daño en la zona circundante a los apoyos, pero de menor magnitud al presentado en la entalla.

5.4.4. Comentarios y conclusiones a partir del estudio de distribución de tensiones durante el impacto.

El objetivo en esta Serie de pruebas, fue conocer y analizar distribución de tensiones en el espécimen mediante modelos computacionales, antes de la fisuración, considerando la configuración del ensayo propuesto en el Capítulo IV y las variaciones de los parámetros consideradas en el estudio paramétrico de la Sección previa a esta. Las principales observaciones son las siguientes:

- El modelo computacional elaborado reprodujo en modo aceptable los resultados experimentales para una caída del ensayo de impacto propuesto. Se alcanzaron cargas máximas similares, pero duraciones de impacto inferiores.
- Al emplear la configuración de ensayo estándar, resumida en el Capítulo IV, los valores máximos de tensiones de la probeta se producen aproximadamente 0,1 ms después de la carga máxima.
- La simulación numérica muestra que, incluso para vigas con profundidad de entalla pequeña, el daño del material se concentra en la zona de la entalla y crece en dirección vertical hacia el punto de aplicación de carga. Lo cual se interpreta como la aparición de una fisura, y explica por qué en los ensayos, a pesar de la baja esbeltez de los especímenes, se presenta una falla compatible con una falla por flexión.
- Cuando se reduce el ancho de la viga o se aumenta la masa del proyectil se incrementan las probabilidades de alcanzar una falla por corte antes que la falla por flexión.

5.5. Análisis numérico: Simulación del ensayo de impacto (Serie 4b)

Partiendo del modelo numérico desarrollado en la Sección anterior, se realizó un modelo computacional de un ensayo de impactos repetidos, que

permitió analizar la variación de la carga de impacto y de la apertura de fisura (COD) durante las Fases 1 y 2 de la prueba GIL. Sin embargo, con fines de ahorrar recursos de procesamiento, el patrón de impactos en la Fase 2, fue simplificado proporcionando un solo impacto en cada nivel de altura, en lugar de tres, como fuere planteado en el Capítulo IV. En las pruebas experimentales se ha evaluado un HRF de acero (Resistencia a compresión: 35,8 MPa Módulo de elasticidad=27,4 GPa. Coeficiente de Poisson: 0,2)

5.5.1. Modelo del ensayo

En la Figura 5.13 se muestra el modelo numérico desarrollado.

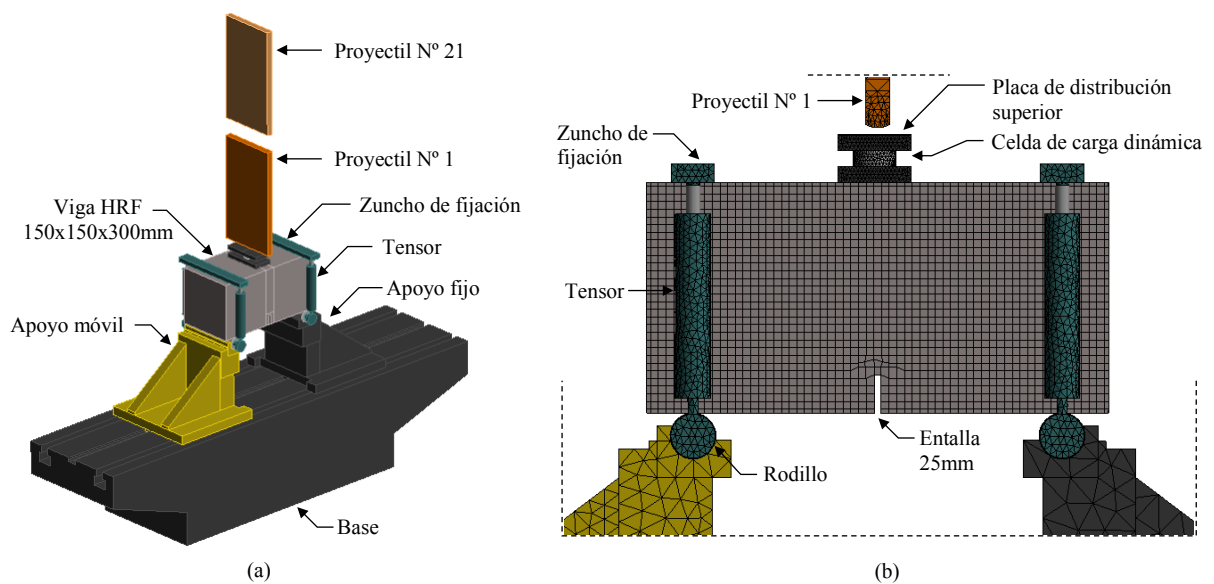


Figura 5.13 (a) Modelo numérico viga-máquina de ensayo. (b) Malla de viga, apoyos, sensores, celda de carga y proyectil

Además de lo descrito del en 5.4.1. respecto al modelo, cabe agregar que, en el área de contacto entre placa de distribución inferior y cara superior de la viga, se definió un contacto con fricción en la mayoría del área, a excepción de las zonas de esquinas de la placa, donde se definió contacto con adherencia, para evitar que el conjunto celda de carga y placas de distribución salten y cambien de posición después del impacto. También se definieron contactos con adherencia entre celda de carga y placas de distribución, esto permite observar la fuerza en estos contactos, que se puede asociar con el registro experimental de la celda de carga. Todos los cuerpos o partes del modelo por debajo de la placa de distribución superior, tenían definida interacción entre ellos. Por otro lado, el proyectil solo tenía interacción con la placa de distribución superior y entre estos se definió un contacto sin fricción.

La malla de elementos finitos utilizada se muestra en la Figura 5.13b. Se utilizaron elementos finitos tridimensionales tipo *brick* de 8 nodos para la viga y tipo tetraedro de 4 nodos en los demás dispositivos de apoyo y carga. Para definir el tamaño de la malla se hizo un estudio de sensibilidad de la respuesta

al tamaño de la malla. Finalmente, se trabajó con elementos de 5 mm para la viga, 2,5 mm para la celda y placas de distribución, en el proyectil se definió un refinamiento de 2,5 mm en la punta que aumentaba al alejarse de la misma hasta 15 mm; en rodillos y tensores el tamaño fue de 5 mm y, finalmente, en apoyos y base de 15 mm.

5.5.2. Modelos materiales

Todos los elementos se modelaron con su masa real obtenida a partir de la densidad de los correspondientes materiales.

Para todos los componentes de la máquina de ensayo se utilizó un material elástico lineal con las propiedades del acero (densidad $\rho = 7,85E-03$ g/mm³, módulo de elasticidad $E = 210$ GPa y coeficiente de poisson $\mu = 0,3$), a excepción de la celda de carga, en la cual se utilizó un material elástico lineal con propiedades que reproduzcan la rigidez de la misma (4kN/ μ m).

El HRF de la viga, es caracterizado por los parámetros $\rho = 2,35E-03$ g/mm³, $\mu = 0,2$, $E=27,4$ GPa, $f'_c=35,8$ MPa, $MR=5,13$ MPa, $f_{R1}=4,37$ MPa, $f_{R3}=2,99$ MPa y clase 5a (International Federation for Structural Concrete (fib) 2012). Para este material se utilizó el modelo de Karagozian y Case (Malvar et al., 1997) que es un modelo elastoplástico originalmente desarrollado para hormigón que emplea tres superficies de falla dependientes de tres invariantes de tensión que permite incluir efectos de velocidad de deformación y distingue el comportamiento volumétrico del desviador.

5.5.3. Calibración del modelo de HRF

El modelo de Karagozian y Case requiere la adecuada caracterización de sus parámetros (Fiengo Pérez et al., 2018) y fundamentalmente de la función de endurecimiento plástico η . A tal fin, se modelaron los ensayos de caracterización estática del HRF, correspondientes a un ensayo de compresión y a un ensayo de flexión de tres puntos de una viga con entalla. Estas simulaciones permiten obtener la resistencia a tracción f_t y las curvas de endurecimiento en compresión y tracción que definen los límites de fluencia y residuales de modelo. El ensayo de flexión corresponde a una viga de HRF de 150x150x600 mm, con entalla de 25mm de profundidad en la cara inferior, luz de apoyo de 500 mm, a la cual se le aplica en el centro de la cara superior un desplazamiento vertical hacia abajo de 3,5 mm en 70 s. En la Figura 5.14 se presenta la malla, formada por elementos tipo *brick* de 8 nodos. Las variables observadas son la carga aplicada y la apertura de la boca de la entalla (CMOD), y en la Figura 5.14b se comparan los resultados numéricos y experimentales. Los parámetros obtenidos fueron: $f_t = 2,6$ MPa, $b_1 = 4$ y $b_2 = -0,1$ (Parámetros de escalamiento del daño en compresión y tracción respectivamente), $\omega = 0,8$ (Grado de asociatividad que permite calibrar la dilatancia), $s = 100$ (efecto total de la velocidad de deformación en la deformación plástica), $LW = 3$ mm (Ancho de localización), r_f según Table

M72-3 de Hallquist y LSTC (2018) (Factor de incremento dinámico) y η representada mediante 13 puntos en la Tabla 5.9 en función de la variable endurecimiento plástico λ . Para el resto de los parámetros del modelo se utilizaron valores standard para la resistencia de hormigón a compresión considerada en este modelo 35,8MPa.

Tabla 5.9 Puntos de función de endurecimiento plástico $\eta(\lambda)$.

λ	9,75E-8	5E-6	1,1E-5	1,9E-5	1E-4	2E-4	5E-4	8E-4	1,5E-3	2,1E-3	6E-3	9,83E-3	2,5
η	0,8500	0,9262	0,9767	1	0,9871	10,8486	60,5717	170,5217	0,6213	0,6551	10,5890	0,4062	0

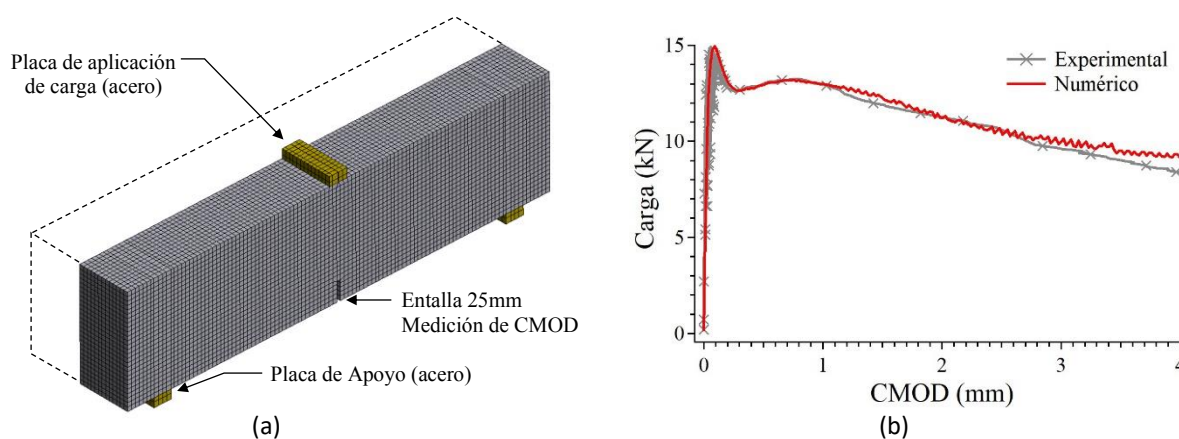


Figura 5.14 Ensayo a flexión de tres puntos de viga con entalla, respuesta estática. a) Modelo. b) Curva Carga-CMOD.

5.5.4. Simulación de los ensayos de impacto

La simulación de los ensayos comienza con el pretensado de los sensores que toma unos 4 ms hasta la estabilización. Se supone que el proyectil se mueve en caída libre con una aceleración de $9,79688 \text{ m/s}^2$ (Instituto Geográfico Nacional, 2015). Para acortar el tiempo de simulación, no se reproduce toda la caída libre, sino que el proyectil se posiciona a una altura tal que le toma sólo 4 ms alcanzar la placa de distribución superior (Figura 5.10b y Figura 5.13b) y se le asigna la velocidad correspondiente a la de caída libre desde la altura donde se suelta el proyectil.

Para simular impactos repetidos en un mismo modelo, se generó un proyectil por cada impacto y, a fin de ahorrar costo computacional cada uno impactó 4 ms después del anterior, tiempo observado como prudencial para evitar inferencias en la respuesta de la viga. Para impedir dos o más impactos de un mismo proyectil sobre la viga, se trabajó sin campo gravitacional. Así, luego de una colisión cada proyectil no interfirió más en la simulación. Adicionalmente, se definió la no interacción entre proyectiles para evitar interferencia entre los mismos. Debido a limitaciones prácticas en la prueba instrumentada, en la Fase 2 (post-fisuración) se proporcionó un único impacto, en lugar de tres, como se plantea en el Capítulo IV. En la Figura 5.15 se presenta

el patrón de impactos implementado en esta Serie tanto en la campaña experimental como en la simulación.

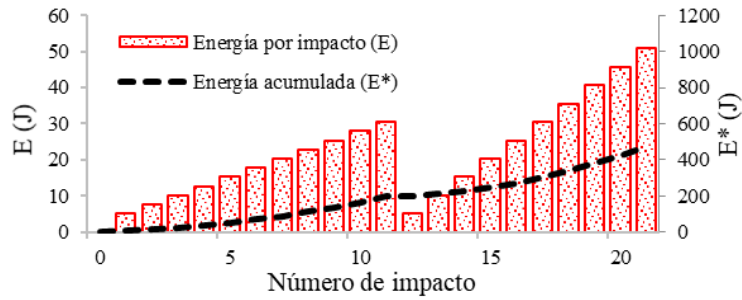


Figura 5.15 Patrón de impactos en Serie 04b.

5.5.5. Comparación entre resultados numéricos y experimentales

En la Figura 5.16 se muestra la evolución de la carga según cada uno de los 21 impactos simulados, los primeros 11 en Fase 1 y los restantes en Fase 2.

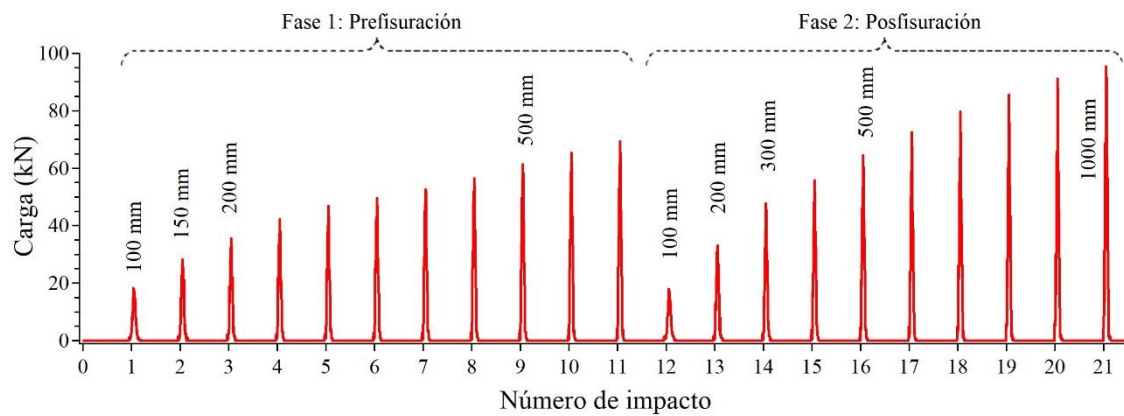


Figura 5.16 Evolución de carga de impacto para distintas alturas de caída.

En la Figura 5.17 se presentan resultados numéricos y experimentales correspondientes a una altura de caída de 100 y 500 mm en la Fase 1 y también altura de caída de 300 y 500 mm en la Fase 2.

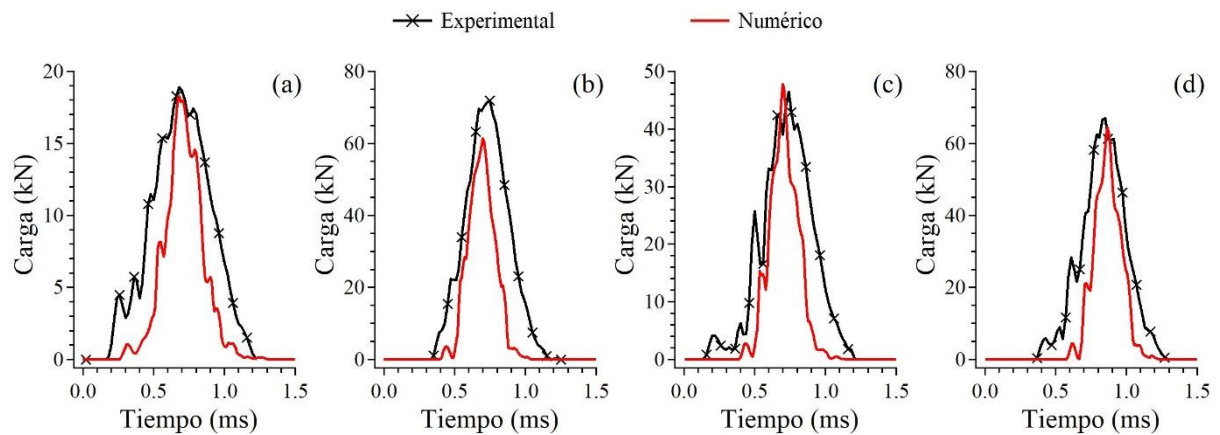


Figura 5.17 Carga de impacto, comparación numérica y experimental. (a) Altura de caída 100 mm Fase 1, (b) Altura caída 500 mm Fase 1, (c) Altura de caída 300 mm Fase 2, (d) Altura caída 500 mm Fase 2.

La comparación de los resultados numéricos y experimentales (Figura 5.17) muestra que el modelo reproduce satisfactoriamente la carga máxima, como también la forma y aproximadamente la duración del pulso. Se observa que la duración del pulso es predominantemente menor en los resultados numéricos. Las posibles razones fueron expuestas en la sección anterior. En la curva experimental para la altura de caída de 100 mm (Figura 5.17a) la duración del pulso es aproximadamente 1 ms y para las alturas de 300 mm y 500 mm (Figura 5.17b, Figura 5.17c y Figura 5.17d) es aproximadamente 0,8 ms. Una relación similar ocurre con los resultados numéricos, tanto en Fase 1 como en Fase 2, al aumentar la altura de caída sube la carga, pero se reduce la duración del pulso.

5.5.6. Análisis de resultados

En la Figura 5.16 se puede observar que la carga de impacto crece con el aumento de la altura de caída, pero no es lineal debido probablemente al daño que experimenta la viga. En la Fase 2, los primeros golpes son ligeramente menores a los correspondientes en altura en Fase 1.

a) *Modo de Falla*

En la Figura 5.18 se presenta la distribución de deformación principal máxima ε_1 y en la Figura 5.19 la distribución de daño δ (Hallquist y LSTC, 2018), en la viga, correspondiente a los impactos 1, 5, 11, 15, 18 y 21.

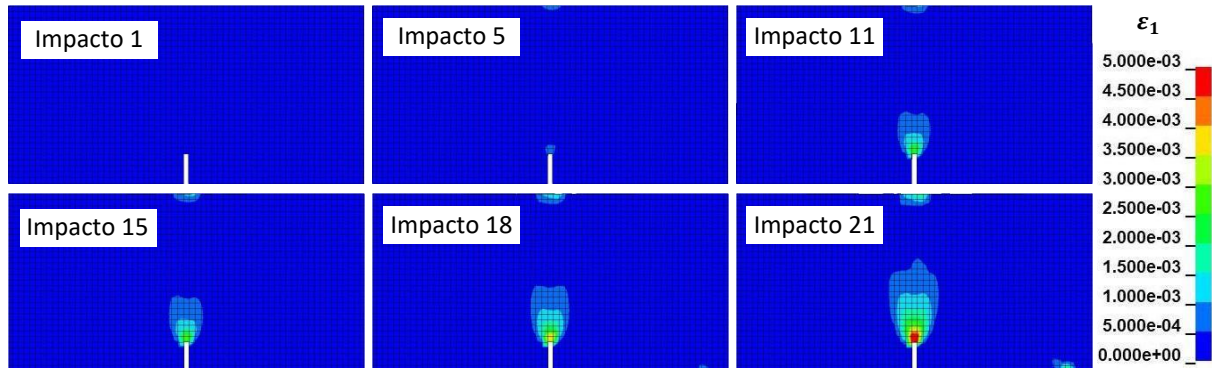


Figura 5.18 Distribución de deformaciones principales máximas (ε_1) en la viga.

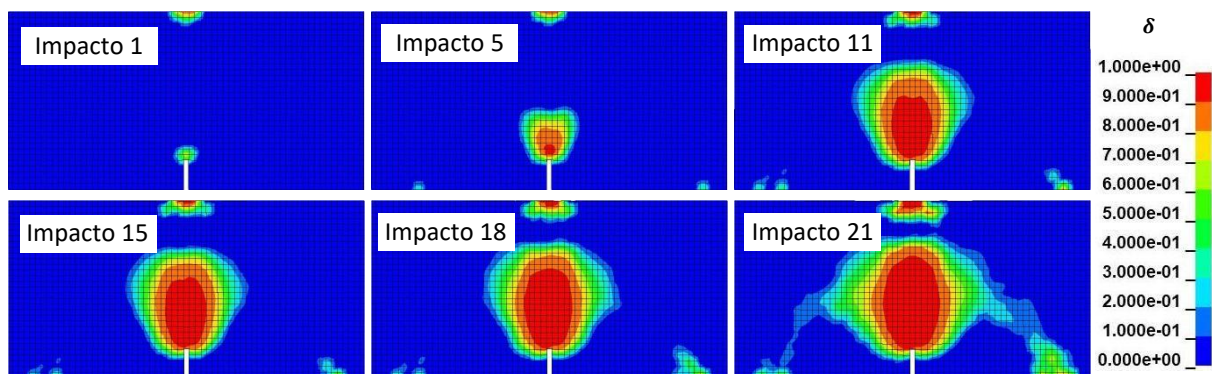


Figura 5.19 Distribución de daño (δ) en la viga.

En la campaña experimental antes del impacto 11 no se visualizó fisura, esto puede atribuirse a que la medida de COD corresponde a un valor residual, pudiéndose abrir una pequeña fisura en la matriz durante el impacto y cerrarse después por efecto elástico de las fibras. En la Figura 5.18, la presencia de concentración de deformaciones en la cabeza de la entalla y la evolución de la misma hacia la cara superior de la viga, se podrían interpretar como una formación de fisura típica de falla por flexión. Hasta el impacto 5, la concentración de deformación es despreciable, similar a lo observado experimentalmente, pero después del impacto 5 y hasta finalizar la Fase 1 ya es evidente la concentración de deformación. En la Figura 5.19 se puede observar que desde el primer impacto ya se genera un daño en la viga (δ) y a medida que avanza la aplicación de impactos el daño aumenta, concentrándose en una banda vertical en el centro de la viga, lo cual se podría interpretar como una fisura, reforzando la idea de una falla típica por flexión.

b) Curvas de impacto

En la Figura 5.20 se presentan las curvas de impacto experimental y numérica, éstas son la representación de los valores de COD y la Energía Acumulada (E^*) en cada impacto.

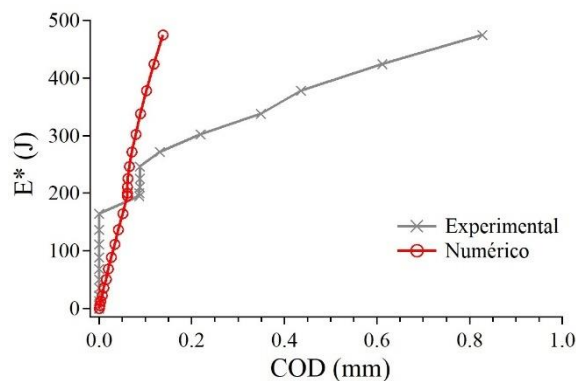


Figura 5.20 Curvas de impacto experimental y numérica.

Entre los resultados numéricos y los obtenidos experimentalmente existen diferencias en el COD, tanto en la Fase 1 como en la fase 2, pero el límite entre ambas fases es reproducido satisfactoriamente. En la Fase 1, la diferencia inicial puede deberse a los límites experimentales para la apreciación de las fisuras, bien sea por su tamaño (<50 micrones) o por la no aparición en la superficie de las mismas. También puede deberse a la definición de la fisura dentro del modelo numérico. Por otro lado, en la Fase 2, la diferencia podría deberse a la omisión dentro de la simulación numérica de los rebotes del proyectil luego de cada impacto.

5.5.7. Comentarios y conclusiones de la simulación del ensayo de impacto

A partir de la comparación entre resultados experimentales y los obtenidos a partir del modelo numérico calibrado, en el cual se simula el ensayo

de impactos repetidos sobre HRF incursionando en el rango no lineal (postfisuración), se puede concluir que:

- El modelo numérico reproduce adecuadamente los registros experimentales de carga en el tiempo para las alturas de caída del proyectil evaluadas (100-500 mm).
- La concentración de deformaciones y de daño, se podría interpretar como un inicio de fisura y propagación de la misma, indicando una posible falla de la viga por flexión.
- El modelo numérico permite obtener los valores de aberturas de fisura que sirven para construir la Curvas de Impacto del ensayo, reproduciendo satisfactoriamente el límite entre las fases.
- Se observa la necesidad de reproducir los rebotes del proyectil para cada impacto, en particular para la Fase 2 para una mejor evaluación del COD en la simulación numérica.

Si bien los resultados derivados de esta Serie representan un importante avance en la modelación computacional de estructuras sometidas a impacto, Debe aclararse que aún se sigue trabajando en el perfeccionamiento de este modelo, los resultados posteriores serán parte de estudios futuros.

5.6. Comparación del método frente el ensayo ACI 544 (Serie 05)

Un ensayo muy difundido para la evaluación de la resistencia al impacto del HRF es el propuesto por el Comité 544 del ACI (ACI Committee 544, 1999). Esta prueba ha resaltado por su rapidez y simpleza, pero su alta dispersión en los resultados limita su confiabilidad. El objetivo en esta Serie es comparar los resultados obtenidos al aplicar, sobre las mezclas obtenidas de un mismo pastón, el método del ACI-544 y el propuesto en esta tesis.

5.6.1. Mezclas y programa experimental

Se prepararon dos HRF partiendo de la misma mezcla base, cuyas proporciones se presentan en la Tabla 3.7. En el primer hormigón (denominado S) se incorporaron 30 kg/m^3 de fibras de acero con gancho de bajo carbono, de 50 mm de largo, 1 mm de diámetro y con una resistencia a la tracción del filamento superior a 1100 MPa. En el segundo HRF (denominado P), se incorporaron 5 kg/m^3 de una macrofibra polimérica de 58 mm de longitud y 1 mm de diámetro equivalente, con una resistencia a la tracción superior a 640 MPa. Las dosis de fibra seleccionadas para ambas mezclas representan una fracción volumétrica similar (0,38% de fibras de acero y 0,54% de fibra poliméricas). Este tipo y dosis de fibras se emplean típicamente en muchas estructuras (como pavimentos y pisos industriales).

Con cada HRF se moldearon prismas de 150x150x600 mm (6 para el HRF S y 7 para HRF P), 14 discos de 150x65 mm y 4 cilindros de 100x200 mm de cada mezcla; todas las muestras se compactaron en una mesa vibratoria, se desmoldaron después de 24 horas y se sometieron a curado húmedo. Cabe

señalar que, por razones operativas, mientras que las muestras del HRF S se curaron en cámara húmeda ($23\pm 2^\circ\text{C}$, humedad relativa $95\pm 5\%$), las muestras del HRF P permanecieron sumergidas en agua durante 28 días ($23\pm 2^\circ\text{C}$). Antes de la prueba, las muestras permanecieron en un ambiente de laboratorio durante al menos dos semanas, para evitar cambios en el contenido de humedad durante los ensayos.

Antes de realizar los ensayos de impacto, se realizó la caracterización estática en flexión y compresión, los valores medios de los resultados se dan en la Tabla 5.10, donde f_c es la resistencia a la compresión, f_L es la tensión a la primera fisura, f_{R1} y f_{R3} son las tensiones residuales a aberturas de boca de fisura (CMOD) de 500 y 2500 micrones, respectivamente. Cabe mencionar que, el tipo de cemento (CPF40 para HRF S y CPC40 para HRF P) y las condiciones de curado variaron para las dos mezclas, lo que explica las diferencias en la resistencia a la compresión observada entre ellas. Las curvas medias Tensión – CMOD, resultantes de las pruebas de flexión, se dan en la Figura 5.21.

Tabla 5.10 Valores medios de las pruebas de caracterización estática de los HRF S y P, (CV% entre paréntesis).

HRF	f_c MPa	f_L MPa	f_{R1} MPa	f_{R3} MPa
S	37,0 (5%)	4,26 (7%)	3,02 (18%)	3,34 (28%)
P	50,0 (9%)	5,09 (5%)	1,96 (17%)	2,50 (25%)

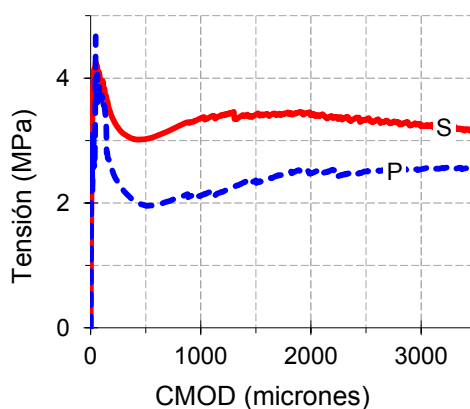


Figura 5.21 Curvas medias Tensión –CMOD obtenidas de los ensayos de flexión según norma EN 14651 sobre hormigones de la Serie 05.

Se implementaron dos procedimientos de ensayo para la evaluación del HRF ante impactos, el método propuesto por el Comité ACI 544 (que se denominará a continuación como “ACI-544”) (ACI Committee 544, 1999) y el método de ensayo propuesto en esta tesis, basado en la aplicación de cargas de impacto creciente (que se nombrará en adelante como “GIL” por sus siglas en inglés, o “de impactos crecientes”).

La Figura 5.22a muestra los elementos necesarios para ejecutar la prueba de impacto ACI-544. Un martillo de compactación Proctor (4,54 kg de masa y 457 mm de altura de caída) (American Society for Testing and Materials, 2003), una esfera de acero de alta resistencia (63,5 mm de diámetro) y una base de acero sobre la que se colocan tanto la muestra como la esfera de acero. En esta Serie utilizaron emplearon discos moldeados en una sola capa, pero el método también admite discos cortados de especímenes cilíndricos de 150 x 300 mm.

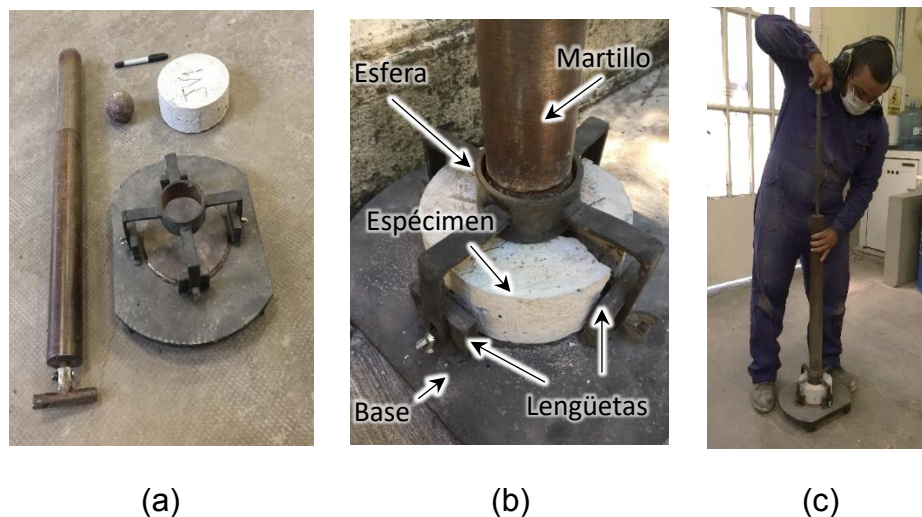


Figura 5.22 Ensayo de impacto ACI-544 (a) Muestra y dispositivos (b) Colocación de muestra (c) Ejecución del ensayo.

La configuración de los elementos del ensayo se puede observar en la Figura 5.22b. Antes de colocar la muestra, la base debe ubicarse sobre una superficie rígida, preferiblemente de hormigón, y lubricarse con grasa en la zona donde se emplaza la muestra. El espécimen se coloca entre las cuatro lengüetas (para los especímenes moldeados, la cara moldeada debe colocarse hacia arriba) y la esfera de acero se coloca sobre este, dentro del soporte circular diseñado para contenerla. El martillo de compactación manual debe ubicarse firmemente sobre la esfera, como se ve en la Figura 5.22c. Antes del inicio de la prueba, se deben colocar espaciadores elastoméricos (o similares) entre la muestra y las lengüetas para restringir el movimiento horizontal de la probeta.

La prueba ACI-544 consiste en aplicar impactos sucesivos levantando y dejando caer el martillo libremente sobre la esfera. Una vez que aparece la primera fisura, se registra el número de impactos aplicados (N_1) y se retiran las piezas elastoméricas. Luego se aplican impactos adicionales de la misma manera, hasta que la muestra toca tres de las cuatro lengüetas de la base y se registra el número de impactos en esta etapa (N_2). Se puede utilizar un sistema automatizado para el ensayo. La energía absorbida por la muestra se estima a partir de N_1 y N_2 . En base a estos resultados se puede comparar el rendimiento de diferentes HRF y respecto al hormigón simple, así como la influencia de diferentes espesores de material (ACI Committee 544, 1999).

El Capítulo IV describe en detalle el método GIL. En esta Serie se emplearon las mitades de los prismas que resultaron de los ensayos de flexión estática. Se empleó el proyectil de masa 5 kg y para la medición de la abertura de fisura (COD) se implementó el microscopio digital (Dino-lite Premier AM4113T), colocado sobre una base magnética con una separación de 80 mm de la cara lateral del prisma y un incremento de imagen de 10x, conforme a las recomendaciones.

5.6.2. Resultados y análisis

a) Del ensayo de impactos crecientes.

La Figura 5.23 muestra las curvas de impacto del HRF S y HRF P. Note la diferencia de rango de los ejes verticales. En ambos gráficos, las líneas delgadas y segmentadas son las curvas individuales y la línea gruesa se corresponde con la curva media. Antes de la fisuración (Fase 1), se puede observar una línea vertical que coincide con el eje de las abscisas, cuya longitud es igual a la energía de fisuración (E_c). Después de la fisura (Fase 2) se produce la ramificación de la curva de impacto, cuya forma y pendiente son relevantes para el análisis.

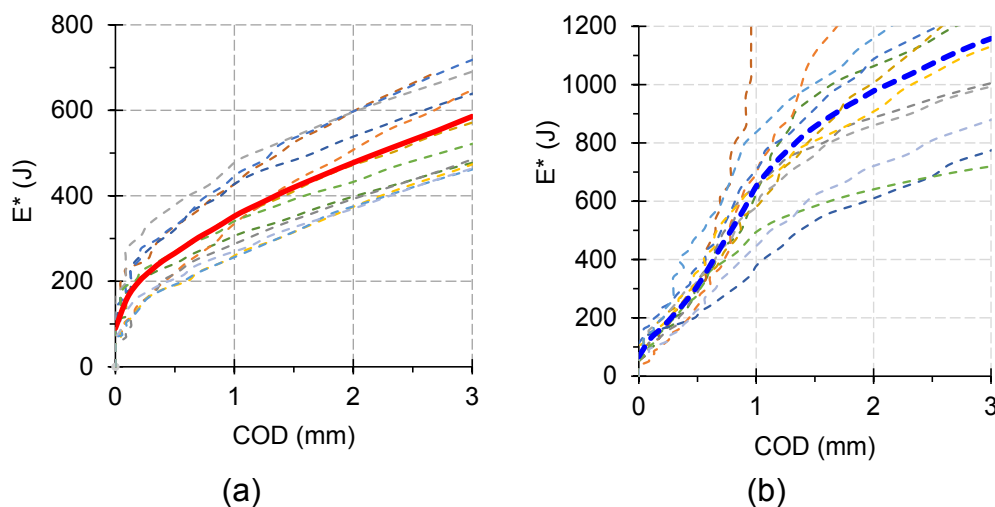


Figura 5.23 Curvas de impacto de prueba GIL para los HRF (a) S y (b) P.

En el caso del HRF S, todas las curvas se ramificaron cóncavamente; este HRF presentó un endurecimiento significativo en pequeñas aberturas de fisura y un comportamiento proporcional (lineal) después de un COD mayor de 1 mm. La acumulación inicial de la energía se debe a la adherencia fibra-matriz, potenciada por el anclaje mecánico que proporcionan los ganchos de la fibra, mientras que la posterior linealización se debe al deslizamiento del filamento.

Se observa un comportamiento diferente en el HRF P, presenta diversas concavidades. Tal como en el hormigón S, esta forma tiene que ver con el mecanismo de acción de las fibras, y particularmente este caso se explicará en

detalle en el Capítulo VI. Es de resaltar que, una virtud de este método de ensayo (GIL) es que detecta este tipo de diferencias de los hormigones.

Con el objetivo de comparar el desempeño en impacto de los dos tipos de HRF, las curvas medias de ambos se presentan juntas en la Figura 5.24. Se incluye un acercamiento de los primeros 0,5 mm de la gráfica. Ambos hormigones exhibieron una energía de fisuración (E_C) similar, pero cuando la energía acumulada (E^*) fue inferior a 250 J, el HRF S presentó menor abertura de fisura que el HRF P. A partir de este valor de energía, el HRF S experimentó mayores aumentos de COD que HRF P. Por esta razón, se observa que para una COD superior a 0,5 mm la curva de impacto de HRF S se mantuvo por debajo de la de HRF P.

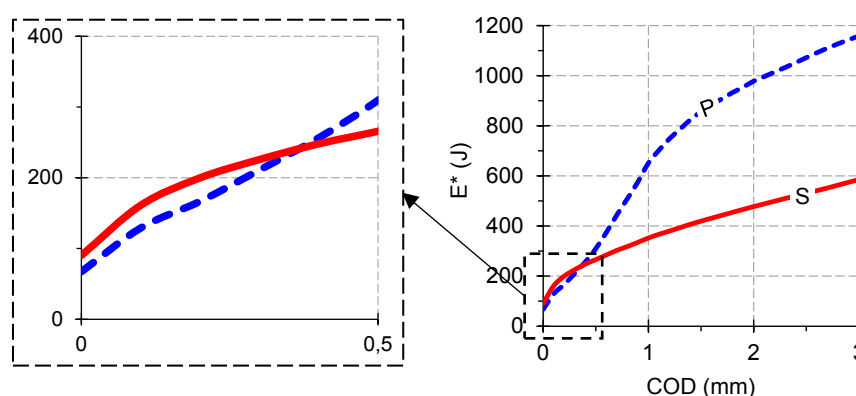


Figura 5.24 Curvas de impacto medias de la prueba GIL.

En las Tablas 5.11 y 5.12 se presentan los resultados individuales de los ensayos de impactos crecientes realizados sobre el HRF S (Probetas 1 a 6) y P (Probetas 7 a 13), respectivamente. Los subíndices *i* y *d* en el nombre de la muestra indican si la probeta proviene de la mitad izquierda o derecha del prisma original utilizado en la prueba de flexión estática. Se agruparon los parámetros de la Fase 1, los de la Fase 2 y los parámetros globales. Aunque no son parámetros habituales, se incluyen como referencia y a efectos de ser usados más adelante en la comparación con el método ACI-544, los parámetros adimensionales N_C y N_P , que son, respectivamente, el número de impactos proporcionados antes y después de la fisuración. De todos los parámetros se muestra el valor medio, desviación estándar y el coeficiente de variación (CV).

En el caso del HRF S (Tabla 5.11), la energía total media (E_T) estuvo de alrededor de 600 J, de los cuales aproximadamente el 20% fueron proporcionados antes de la fisuración (E_C) y el 80% restante después (E_P). Esto confirma la importancia de las fibras en el desempeño postagrietamiento del material. En general, la apertura inicial de la fisura (COD_C) fue ligeramente superior a 50 μm . Este ancho de fisura representa solo el 1,7% de la apertura total de la prueba. Durante la Fase 2, la tasa de crecimiento de la COD (V_C) estuvo cerca de 8 $\mu\text{m}/\text{J}$, valor muy similar al de la mezcla M1 de la Serie 01 que contiene la misma dosis y tipo de fibras. Aunque esto será estudiado en detalle

en el Capítulo VI, V_C se vislumbra como un parámetro sensible al tipo y dosis de fibra.

Tabla 5.11 Resultados de HRF S de la prueba GIL.

Probeta	Fase 1			Fase 2			Global	
	N_C -	E_C J	COD_C μm	N_P -	E_P J	V_C $\mu m/J$	N_T -	E_T J
1l	8	112	43	20	391	10,20	28	503
1r	9	137	44	25	595	5,96	34	732
2l	8	112	43	22	468	7,92	30	580
2r	9	137	43	23	508	7,46	32	646
3l	7	89	80	25	595	5,58	32	684
3r	6	69	87	21	427	9,10	27	496
4l	10	165	87	25	595	6,10	35	760
4r	11	196	86	23	508	7,52	34	704
5l	6	69	44	21	427	8,47	27	496
5r	6	69	6	21	427	8,79	27	496
6l	8	112	43	21	427	9,39	29	539
6r	7	89	43	21	427	9,41	28	516
Promedio	8	113	54	22	483	7,99	30	596
SD	2	40	25	2	76	1,51	3	103
CV (%)	20	36	47	8	16	19	10	17

Tabla 5.12 Resultados de HRF P de la prueba GIL.

Probeta	Fase 1			Fase 2			Global	
	N_C -	E_C J	COD_C μm	N_P -	E_P -	V_C J	N_T μm	E_T J
7l	7	89	43	36	1190	10,20	43	1279
7r	7	89	44	42	1601	5,96	49	1690
8l	9	137	43	37	1256	7,92	46	1393
8r	8	112	43	27	686	7,46	35	798
9l	6	69	80	41	1530	5,58	47	1599
9r	7	89	87	32	951	9,10	39	1040
10l	10	165	87	36	1190	6,10	46	1355
10r	9	137	86	31	895	24,15	40	1032
11l	8	112	44	34	1068	8,47	42	1179
11r	9	137	6	38	1322	8,79	47	1459
12l	7	89	42	27	686	5,00	34	775
12r	6	69	0,1	31	895	3,44	37	963
13l	9	137	42	30	839	5,00	39	976
13r	8	112	0,1	39	1388	3,44	47	1500
Promedio	8	110	46	34	1107	7,99	42	1217
SD	1	29	30	5	294	5,12	5	294
CV (%)	16	27	66	14	27	65	12	24

Nótese que los parámetros de la Fase 1 (prefisuración) presentaron mayor variabilidad que los de la Fase 2 (postfisuración) y los parámetros de energía E_C y E_P exhibieron CV más altos que sus respectivos parámetros adimensionales N_C y N_P . La mayor variabilidad se presentó en la apertura inicial de la fisura (COD_C), con un CV de casi el 50%, mientras que la menor variabilidad fue para la energía postfisuración (E_P), con un 16%. En cuanto al parámetro de ensayo global, la energía total (E_T) presentó un CV del 17%, un valor inferior al registrado en los ensayos de flexión estáticas para este hormigón (Ver Tabla 5.10) y dentro de los valores típicos para el HRF. Hay que resaltar que el CV de la E_T en esta Serie fue muy parecido, aunque un poco inferior, al resultante en la Serie 02 en que se determinó que, seis pruebas eran suficientes para que un valor de E_T tuviera un error inferior al 15% y un nivel de confianza superior al 90%.

Tenga en cuenta que a veces pueden aparecer diferentes comportamientos entre las dos mitades del mismo espécimen, en este caso resultaron similares. Esto sugiere una distribución uniforme de las fibras en toda la masa de hormigón y resalta la necesidad de un correcto mezclado, moldeo y compactación de las probetas, de acuerdo con las directrices de la norma EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005).

En el caso de HRF P (Tabla 5.12), la media E_T fue de alrededor de 1200 J, de los cuales el 9% se corresponde a la E_C (prefisuración) y el 91% a la E_P (postfisuración). La COD_C fue ligeramente inferior a $50 \mu\text{m}$ (1,5% del ancho total de la fisura estudiada en la prueba) confirmando que el método GIL se centra en el efecto de las fibras en el estado fisurado (Fase 2). La media de la V_C fue de casi $8 \mu\text{m}/\text{J}$; aunque la magnitud es similar a la V_C de HRF S, la variabilidad fue mucho mayor (CV = 65%). Otras consideraciones relacionadas con la variabilidad se abordarán más adelante.

A diferencia del HRF S, en el HRF P la variabilidad de los parámetros de la Fase 1 y 2 fueron prácticamente iguales, siendo la variabilidad de los parámetros energéticos (E_C y E_P) menor que la de los demás (COD_C y V_C). En este caso el CV de E_T fue del 24% (8% superior a la E_T del HRF S). En general, los resultados de HRF P presentaron mayor dispersión que HRF S. Una posible explicación podría estar relacionada con la mayor pérdida de energía por disipación de energía durante la recuperación elástica en un HRF polimérico bajo impactos repetidos.

b) Prueba de impacto ACI-544

Como se describió anteriormente, en la prueba ACI-544, se registra el número de impactos hasta la aparición de la primera fisura, luego el número posterior de impactos hasta la falla. En este documento estos valores se denominan N_1 y N_2 , respectivamente, y la suma de los dos, que representa el número total de impactos, se denominará como N_{1+2} .

En las Tablas 5.13 y 5.14 se resumen los valores de N_1 , N_2 y N_{1+2} para el HRF S (Probetas I a XIV) y HRF P (Probetas XV a XXVIII) respectivamente. También

se presentan valores de energía (E_1 , E_2 y E_{1+2}), determinados según la Ecuación 5.9, que se han calculado para su comparación con los valores obtenidos del método GIL. Los valores medios, la desviación estándar y el coeficiente de variación (CV) también se indican para cada parámetro.

$$E_i = N_i \cdot m \cdot g \cdot h \quad (5.9)$$

Tabla 5.13 Resultados de HRF S de la prueba ACI-544.

Probeta	Prefisuración		Postfisuración		Global	
	N_1 -	E_1 J	N_2 -	E_2 J	N_{1+2} -	E_{1+2} J
I	112	2280	97	1974	209	4254
II	43	875	132	2687	175	3562
III	61	1242	72	1465	133	2707
IV	21	427	113	2300	134	2727
V	38	773	74	1506	112	2280
VI	63	1282	98	1995	161	3277
VII	113	2300	99	2015	212	4315
VIII	52	1058	66	1343	118	2402
IX	82	1669	105	2137	187	3806
X	58	1181	90	1832	148	3012
XI	30	611	127	2585	157	3196
XII	19	387	80	1628	99	2015
XIII	16	326	65	1323	81	1649
XIV	22	448	117	2381	139	2829
Promedio	52	1061	95	1941	148	3002
SD	32	655	22	448	39	796
CV (%)	62	62	23	23	27	27

En la Ecuación 5.9, N_i representa el número de impactos, donde el subíndice (i) indica la Fase de la prueba (1, 2 o 1+2). m es la masa del martillo Proctor (4,54 kg) (American Society for Testing and Materials, 2003), g es la aceleración de la gravedad y h es la altura de caída del martillo (457 mm) (American Society for Testing and Materials, 2003).

En el HRF S (Tabla 5.13) la energía total (E_{1+2}) alcanzó un valor medio de 3000 J, de los cuales aproximadamente el 35% (1060 J) correspondió a la energía proporcionada antes de la fisura, mientras que el 65% restante (1940 J) fue recibido por los especímenes en estado fisurado. En esta prueba la altura de la caída es fija, por lo que los valores de CV para cada par de valores N_i , E_i resultaron idénticos para todos los parámetros. En la etapa prefisuración el HRF S mostró mayor variabilidad (CV=62%) que en la etapa postfisuración (CV=23%). La variabilidad del parámetro global (E_{1+2}) fue del 27%.

Tabla 5.14 Resultados de HRF P de la prueba ACI-544.

Probeta	Prefisuración		Postfisuración		Global	
	N ₁	E ₁	N ₂	E ₂	N ₁₊₂	E ₁₊₂
	-	J	-	J	-	J
XV	125	2544	311	6330	436	8874
XVI	9	183	103	2096	112	2280
XVII	130	2646	251	5109	381	7755
XVIII	113	2300	290	5903	403	8202
XIX	122	2483	168	3419	290	5903
XX	104	2117	173	3521	277	5638
XXI	83	1689	143	2911	226	4600
XXII	88	1791	190	3867	278	5658
XXIII	244	4966	319	6493	563	11459
XXIV	88	1791	314	6391	402	8182
XXV	379	7714	237	4824	616	12538
XXVI	270	5495	360	7327	630	12823
XXVII	171	3480	157	3196	328	6676
Promedio	10	204	163	3318	173	3521
SD	138	2815	227	4622	365	7436
CV (%)	100	2044	81	1642	158	3208
	73	73	36	36	43	43

La energía total media (E_{1+2}) del HRF P (Tabla 5.14) fue de alrededor de 7400 J; de manera similar al HRF S, el 38% se proporcionó en la etapa previa a la fisuración y el resto (62%) en la etapa posterior a la fisura. Las tendencias de la variabilidad entre los dos tipos de HRF fueron similares ($CV_{\text{postfisuración}} < CV_{\text{global}} < CV_{\text{prefisuración}}$), pero los valores de CV del HRF P fueron mayores que los del HRF S.

El modo de falla de los especímenes ensayados con los métodos ACI-544 y GIL se observa en la Figura 5.25. Se puede notar que, en los ensayos según el método ACI-544 el patrón de falla no es uniforme, algunos especímenes se han dividido en dos partes, otros en tres y otros en más. Visualmente, también se nota que hay una gran variabilidad en los anchos de fisura y no se observó una orientación preferencial de las mismas. En la muestra ensayada utilizando el método GIL, la fisura está contenida en el plano de la entalla y es aproximadamente lineal, comenzando en el fondo de la entalla y llegando al punto de impacto del proyectil. Este fue el patrón de falla típico para las muestras probadas por este método. Como se concluyó en la Sección anterior, el daño plástico se produce cerca de la entalla y crece en forma vertical, lo cual podría ser interpretado como a fisuración, y una falla compatible con una de flexión. A pesar de la baja esbelteza del espécimen, se produce una falla de flexión.

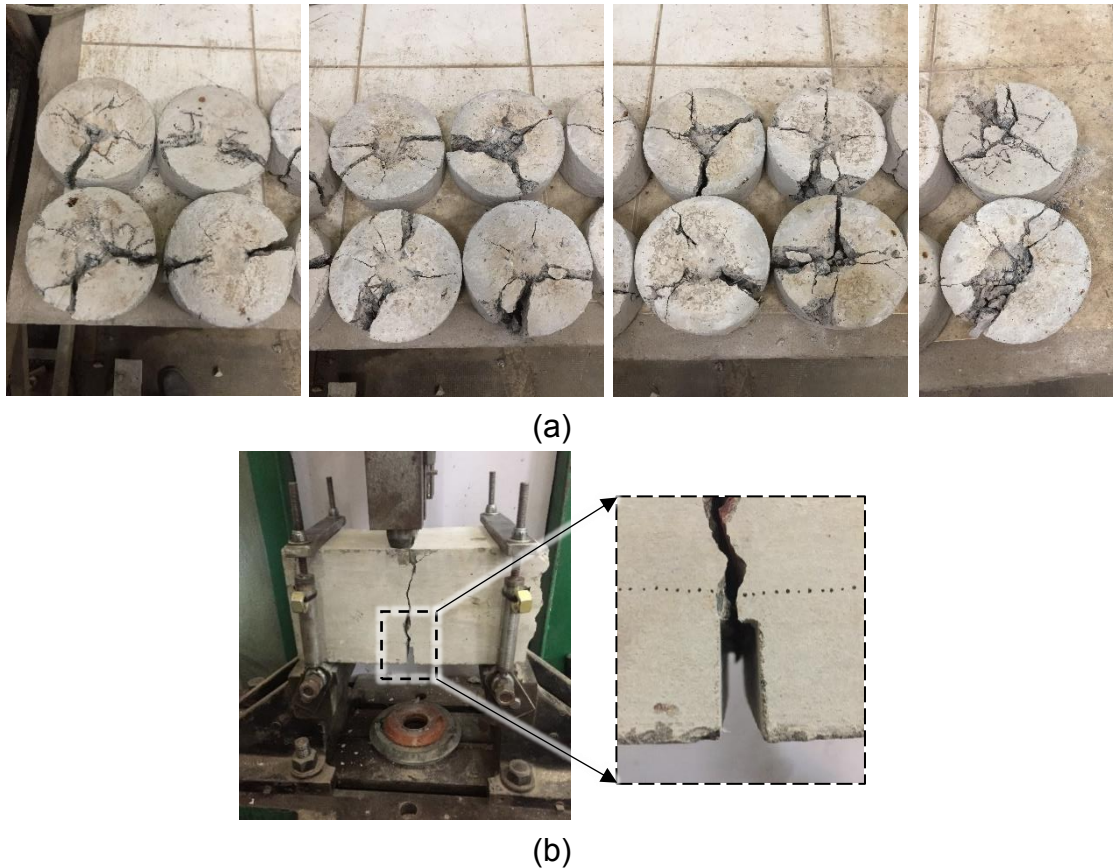


Figura 5.25 Modo de falla de las muestras probadas según (a) los métodos ACI-544 y (b) GIL.

c) Discusión

La Tabla 5.15 muestra una comparación de los dos métodos, considerando los siguientes aspectos: configuración de caída, tipo de tensión, geometría de la muestra, preparación e instrumentación, y parámetros para el análisis. Ambos métodos tienen algunas características similares: son pruebas de impacto repetidas, las masas de sus proyectiles son similares (≈ 5 kg), y ambas pruebas constan de dos Fases (pre y postfisuración). Sin embargo, al analizar la Tabla 5.15 se hacen evidente las diferencias procedimentales que decantan en resultados diferentes.

La Figura 5.17 muestra un resumen de los resultados de los métodos de ensayo GIL y ACI-544, y en la Tabla 5.16 se comparan las variabilidades obtenidas en este estudio al evaluar los HRF S y P con ambas metodologías. El aspecto más obvio observado es que el parámetro global E_{1+2} de la prueba ACI-544 fue mucho más alto que los valores E_T de la prueba GIL; E_{1+2} fue aproximadamente tres veces mayor que E_T para el HRF S y siete veces mayor para HRF P.

Tabla 5.15 Comparación de los métodos de ensayos ACI-544 y GIL.

	ACI-544	GIL
Tipo de impactos	Repetidos	Repetidos
Altura de caída (mm)	Fija (457)	Creciente (100 – 4000 ^(*))
Masa del proyectil	4,54 kg	5,18 kg
Distribución de la carga	Puntual	Lineal y uniforme
Tensión predominante	Compresión localizada	Doblamiento
Geometría de la muestra	Cilindro	Prisma
Entalla	No	Sí (25 mm)
Condición de apoyo	Uniformemente apoyada	Simplemente apoyada
Instrumentación electrónica	No instrumentada	No instrumentada
Parámetros prefisuración	N ₁	E _C , COD _C
Parámetros postfisuración	N ₂	E _P , V _C
Parámetros globales	N ₁₊₂	E _T

(*) Dependiendo de la máquina de ensayo

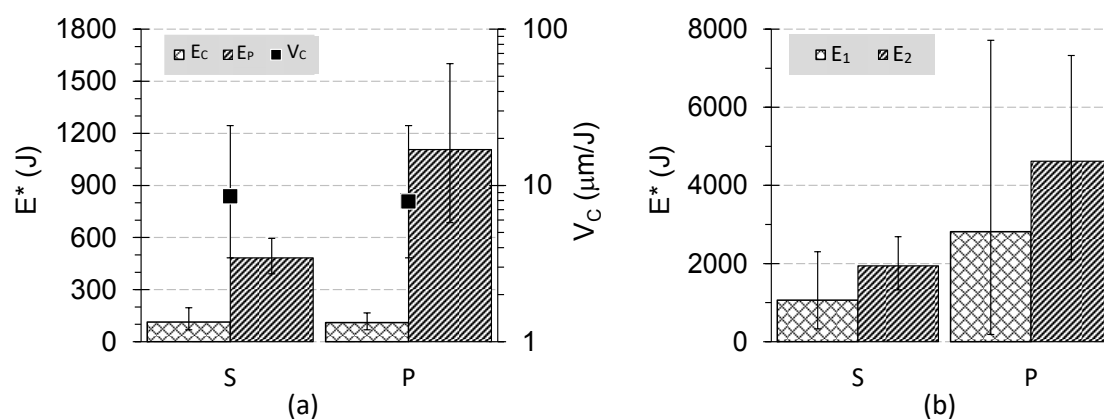


Figura 5.26 Resumen de los resultados de los métodos (a) GIL y (b) ACI-544.

Tabla 5.16 Variabilidad de los parámetros de las pruebas de impacto GIL y ACI-544.

			Prefisuración		Postfisuración		Global	
			N _C ≡ N ₁	E _C ≡ E ₁	N _P ≡ N ₂	E _P ≡ E ₂	N _T ≡ N ₁₊₂	E _T ≡ E ₁₊₂
CV	GIL	P ^(a)	16	27	14	27	15	24
		S ^(b)	20	36	8	16	10	17
(%)	ACI-544	P ^(c)	73	73	36	36	43	43
		S ^(d)	62	62	23	23	27	27
		(a)/(c)	0,22	0,37	0,39	0,75	0,35	0,56
		(b)/(d)	0,32	0,58	0,35	0,70	0,37	0,63

Con el método ACI-544, se requirió un mayor porcentaje de energía en la primera Fase (prefisuración) en comparación con el método GIL. Con el método ACI-544, la proporción de energía entre las Fases 1 y 2 fue de 35-65% para el

HRF S, y muy similar (38-62%) en el HRF P. Con el método GIL, la distribución de energía entre las Fases 1 y 2 para los hormigones S y P fue respectivamente 19-81% y 9-91%. Esta diferencia evidencia de uno de los principales problemas de las pruebas de altura de caída fija (como el método ACI-544): cuando la energía potencial de una caída no es suficiente, se requieren mayor cantidad de impactos, porque la mayor parte de esa energía se disipa (a través de vibraciones, fricción, rebote, etc.) y no contribuye a la falla de la muestra. Además, como se mencionó en el Capítulo IV, se han reportado casos en los que la energía de impacto fue tan baja que el agrietamiento ocurrió después de un número excesivo de impactos, o nunca se alcanzó (Vivas y Zerbino, 2019b). El método GIL proporciona el parámetro V_C (tasa de crecimiento de la fisura), que no es posible medirlo en la prueba ACI-544, que se perfila como una forma efectiva de evaluar el efecto de diferentes dosis y tipos de fibras durante la fase posterior al agrietamiento.

La Tabla 5.16 muestra que, en ambos métodos, la tendencia de variabilidad de los resultados fue análoga: mayor en la etapa previa al agrietamiento (Fase 1) que después de la aparición de la primera fisura (Fase 2), y las magnitudes de CV Globales fueron similares a las de la Fase 2. Sin embargo, las magnitudes CV de la prueba GIL fueron mucho más bajas que las del método ACI-544. A modo de comparación, la relación entre los coeficientes de variación obtenidos con los métodos GIL y ACI-544 para cada hormigón se presentan en la Tabla 5.16. Téngase en cuenta que, en la variable energética más crítica (la $E_C \equiv E_1$), el CV del ensayo GIL fue casi un 63% más bajo que el del método ACI-544 para el HRF P, mientras que en la etapa posterior a la fisura ($E_P \equiv E_2$) la reducción fue de hasta el 30% para el HRF S. Al considerar la variable global ($E_T \equiv E_{1+2}$), el método GIL produjo una reducción del CV de hasta el 44% en relación con el CV de la prueba ACI-544, con referencia al HRF P.

Cabe señalar que las variabilidades de algunos de los parámetros de la prueba GIL (E_P y E_T) fueron incluso inferiores a las alcanzadas en la prueba de flexión estática utilizada para la caracterización. Una ventaja de la prueba GIL es la uniformidad en el modo de falla. En resumen, el ensayo GIL se presenta como una buena alternativa para evaluar el rendimiento de impacto de diferentes HRF.

5.6.3. Comentarios y conclusiones acerca de la comparación con el método del ACI

En esta Serie de ensayos se ha comparado el método de ensayo de impactos crecientes (GIL) frente a la prueba más difundida de este tipo, que es la propuesta por el Comité ACI-544. Para ello se analizaron los resultados obtenidos de dos HRF, uno reforzado con fibras de acero y otro con fibras poliméricas. Las principales conclusiones son las siguientes:

- Ambos métodos permiten la caracterización en impacto de los dos HRF (S y P), pero la prueba GIL reduce la variabilidad de los resultados en todos los parámetros. En el ensayo GIL se obtuvieron valores aceptables

de CV para el HRF (<30%), en algunos casos se obtuvieron valores incluso inferiores a los de la prueba de flexión estática.

- En el método ACI-544 se presenta un número variable de fisuras en los especímenes, mientras que en el ensayo GIL se muestra un único patrón de fisuración en todas las muestras.
- Para ambos métodos, la variabilidad de los parámetros postfisuración fue menor que los de la etapa previa a la primera fisura. Esto representa una ventaja de ambas pruebas de impacto, teniendo en cuenta que el principal aporte de fibras se encuentra en estado fisurado.
- Mientras que para el método ACI-544 se podría requerir un número muy alto de impactos, lo que lleva a una duración impráctica de la prueba; con el método GIL es posible evaluar hormigones con diferentes niveles de desempeño sin requerir duraciones excesivas. Calculando la energía acumulada de los impactos, el método ACI-544 requiere mayores niveles de energía que la prueba GIL para alcanzar tanto la fisuración, como la falla de la muestra.
- El ensayo GIL permite evaluar la tasa de crecimiento de las fisuras (V_c). La variabilidad de este parámetro fue mayor en el hormigón que contenía fibras poliméricas que en el HRF con fibras de acero, mostrando diferencias en el mecanismo de falla entre ambos tipos de fibras.

Capítulo VI

Resistencia al impacto del HRF

6.1. Introducción

Empleando el ensayo de impacto propuesto y validado en los Capítulos IV y V, en el presente Capítulo, se muestra la sensibilidad del método al comparar la respuesta de diversos tipos de HRF, se analiza la vinculación entre los parámetros derivados del ensayo de impacto y las clases de HRF según el *fib* Model Code 2010 que surgen en base al ensayo de flexión estática EN 14651. El Capítulo se compone de tres partes, en la primera, se analiza la influencia del tipo de fibra y la dosis, incorporando macrofibras de vidrio, acero y polímero, en dos dosis distintas cada una. En segundo lugar, se verifica la influencia de la resistencia de la matriz sobre HRF elaborados con igual tipo y dosis de fibra con tres niveles de resistencia a compresión. Finalmente, se estudia la influencia del tamaño y forma de los agregados gruesos sobre hormigones que incorporan igual tipo y dosis de fibras.

6.2. Influencia del tipo y la dosis de fibra (Serie 06)

En esta Serie se evaluó el desempeño de hormigones que incorporan macrofibras de acero, vidrio y poliméricas. Además de estudiar la respuesta a la fisuración y en estado fisurado ante cargas de impacto, se analiza la vinculación entre los parámetros del ensayo de impactos crecientes (GIL) y las tensiones residuales del ensayo de flexión estática.

6.2.1. Mezclas y programa experimental

Se prepararon siete hormigones, uno sin fibras (R) a modo de referencia, y seis HRF, incorporando distintas dosis de macrofibras de acero (S), polimérica (Pii) y vidrio (G). Los HRF se identifican como S25, S50, P5, P10, G6 y G12, donde la letra corresponde al tipo de fibra y el número indica el contenido de fibras (en kg/m³). Los contenidos de fibras adoptados se corresponden con las dosis utilizadas en muchas aplicaciones. De este modo se puede valorar la sensibilidad del método ante HRF con diversas capacidades residuales. En el Capítulo III, Tabla 3.6, se muestran las características de las fibras utilizadas.

Todos los HRF se prepararon empleando las mismas proporciones del hormigón de base (Hormigón R) cuyas cantidades materiales se presentan en la Tabla 3.7 del Capítulo III. Fue una mezcla con 390 kg/m^3 de cemento y relación agua/cemento de 0,41. Se aplicaron dosis variables de aditivo superplastificante (entre 1,5 a 2% del peso del cemento) con el fin de obtener un asentamiento igual a $60 \pm 10 \text{ mm}$. Con cada mezcla se moldearon seis prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ para las pruebas de flexión y seis cilindros de $100 \times 200 \text{ mm}$ para determinar la resistencia a la compresión. Luego de 28 días de curado en cámara húmeda, las probetas permanecieron ambiente de laboratorio hasta la edad de ensayo, para minimizar la variación de los resultados por la influencia de la humedad de los especímenes. La caracterización estática se realizó a la edad de tres meses, luego de eso se llevaron a cabo las pruebas de impacto.

La Figura 6.1 muestra las curvas medias resultantes del ensayo de flexión estática EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) de cada hormigón. En la Tabla 6.1 se presentan los valores medios de resistencia a la compresión (f_c), la tensión de fisuración o límite de proporcionalidad, (f_L) y las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} correspondientes a aberturas de fisura (CMOD) de 0,5 y 2,5 mm respectivamente. También se calculó la relación f_{R3}/f_{R1} y se realizó la caracterización en base a lo propuesto en el *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (*fib*), 2012). Debe aclararse que esta caracterización se realizó, a modo orientativo, en base a los valores medios de las residuales, pero desde un punto de vista estricto, el método clasificatorio de de la *fib* involucra los valores característicos.

A partir de la Figura 6.1 y la Tabla 6.1 es posible observar que se estudiaron HRF con un amplio rango de tenacidades, que la f_{R1} varía entre 1,8 y 5,4 MPa y la f_{R3} entre 0,9 y 4,9 MPa. También es interesante observar que los hormigones P10, G12 y S25 tienen f_{R1} muy similar a pesar de estar compuestos con distintos tipos de fibras.

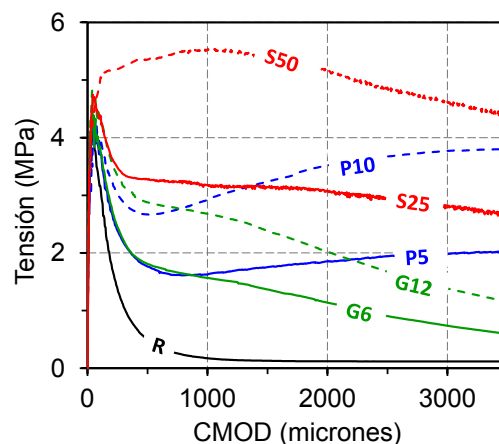


Figura 6.1 Curvas medias de los ensayos de flexión estática EN14651 en los hormigones R, S25, S50, P5, P10, G6 y G12

Tabla 6.1 Propiedades mecánicas de los hormigones de la Serie 06 en pruebas estáticas. Coeficientes de variación entre paréntesis.

Hormigón	f_c	f_L	f_{R1}	f_{R3}	f_{R3}/f_{R1}	Clase de HRF
			(MPa)			
R	44,2 (5)	4,1 (10)	-	-	-	-
S25	44,5 (4)	4,8 (10)	3,5 (18)	3,2 (21)	0,91	3c
S50	44,8 (5)	4,9 (7)	5,3 (10)	4,7 (10)	0,89	5b
G6	47,1 (4)	4,7 (5)	1,8 (19)	0,9 (22)	0,50	2a
G12	46,6 (5)	4,9 (4)	2,9 (11)	1,7 (11)	0,59	3a
P5	47,3 (14)	4,5 (15)	1,8 (8)	1,9 (18)	1,06	2d
P10	46,3 (4)	4,4 (4)	2,7 (12)	3,8 (18)	1,41	2,5e

6.2.2. Resultados y análisis

Sobre las doce mitades resultantes de los ensayos de flexión estática EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) se ejecutaron los ensayos de impacto según el método descrito en el Capítulo IV, para lo cual, los prismas de 150x150x300 mm fueron entallados transversalmente, hasta una profundidad de 25 mm en el centro de la cara que reposa sobre los apoyos.

Con el objetivo de mostrar la variabilidad del ensayo, en la Figura 6.2 se presentan las curvas de impacto individuales del hormigón de referencia (R) y de los HRF S25, P10 y G12, todos con valores similares de f_{R1} . Es evidente que la forma de las curvas difiere para cada tipo de fibra, pero son consistentes dentro del mismo grupo y con una variabilidad aceptable en la etapa posterior a la fisuración. En G12, se puede observar una primera etapa, a aberturas de fisura (COD) menores a 1 mm, en que es necesario un incremento importante de energía para aumentar la COD; luego, se produce un rápido crecimiento de la apertura de fisura sin un gran consumo de energía. En el caso del S25, la COD aumenta gradualmente con la energía, alcanzando una energía final similar a G12. Una respuesta diferente es mostrada por P10, donde tanto la energía de fisuración (E_c), como la energía a una COD de 0,5 mm ($E_{0,5}$), son similares a las de G12 y S25, pero luego su capacidad de absorción de energía aumenta notablemente. Como era de esperar, el hormigón simple (R) no muestra un incremento en la energía acumulada después de la fisuración, y pocos impactos luego de la fisuración se supera el límite máximo de COD (3 mm).

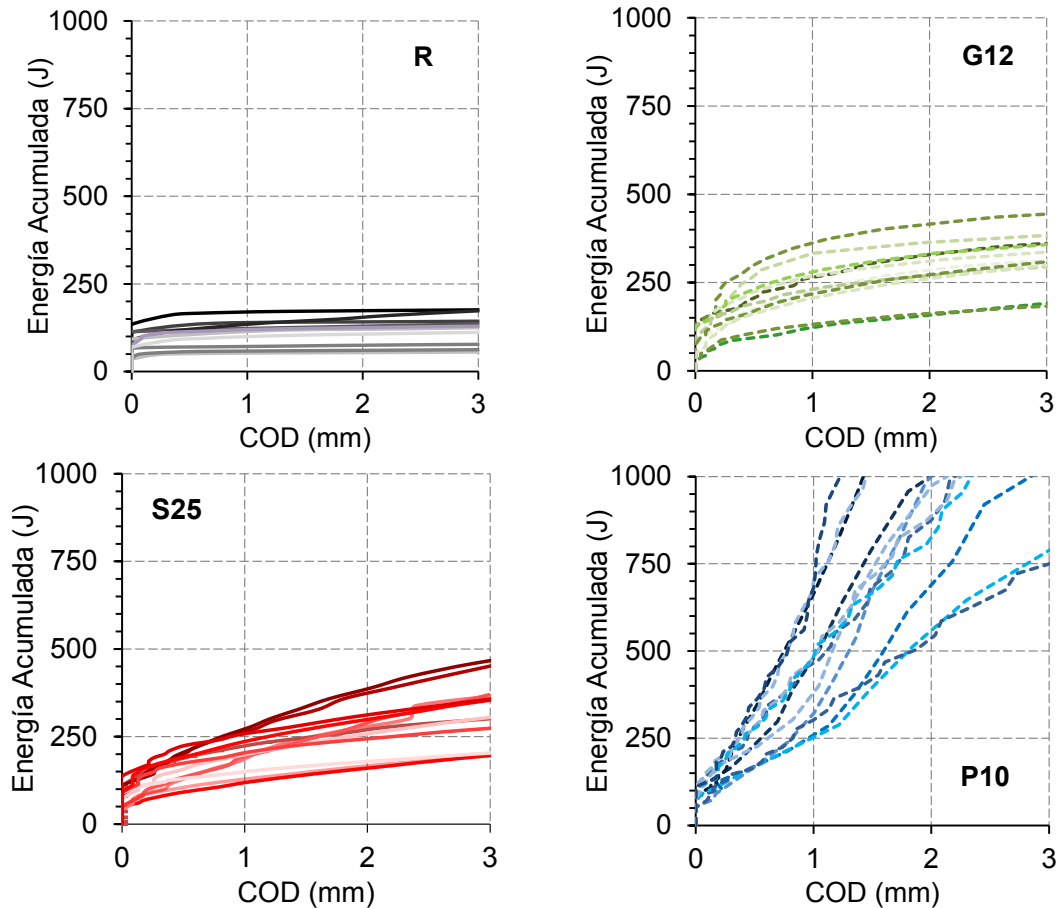


Figura 6.2 Curvas de impacto individuales de los hormigones: R, G12, S25 y P10.

La Figura 6.3 muestra las curvas medias de impacto de los siete hormigones y una curva representativa de cada mezcla donde cada símbolo corresponde a una caída. En estas figuras, una pendiente mayor implica una menor tasa de crecimiento de la COD (V_C). En la Tabla 6.2 se muestran los valores medios, máximos y mínimos de las energías de fisuración, postfisuración y total (E_C , E_P , E_T).

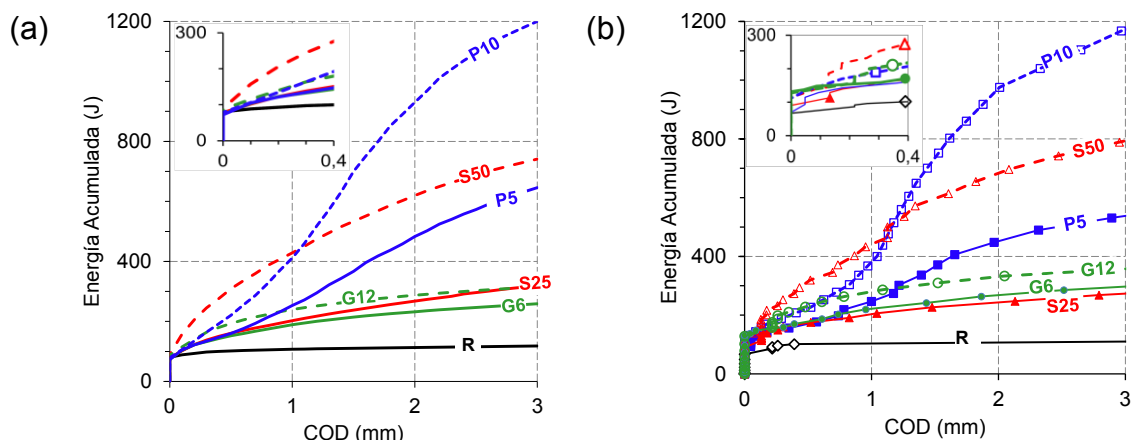


Figura 6.3 (a) Curvas medias de impacto para cada hormigón y (b) curvas de impacto representativas (los símbolos representan cada caída) correspondientes a los hormigones de la Serie 06

Tabla 6.2. Resultados de las pruebas de impacto. Serie 06.

Hormigón	Valor	E_c	E_p (J)	E_T	COD_c (μm)	V_c ($\mu m/J$)
R	Media	103	22	125	751	191
	Min.	48	5	72	46	102
	Máx.	162	62	176	3660	393
S25	Media	104	215	319	116	18
	Min.	50	111	199	43	9
	Máx..	195	320	459	217	33
S50	Media	111	670	780	69	7
	Min.	67	347	414	1	2
	Máx..	176	1525	1698	174	12
G6	Media	89	180	269	91	25
	Min.	52	80	172	43	13
	Máx..	129	263	391	216	44
G12	Media	114	221	334	111	19
	Min.	38	161	198	45	14
	Máx..	167	318	469	217	30
P5	Media	95	589	684	96	5
	Min.	54	386	473	43	4
	Máx..	123	955	1010	174	8
P10	Media	102	1183	1285	119	2
	Min.	65	698	768	14	1
	Máx..	136	1707	1821	217	4

Todos los hormigones presentaron una E_c similar, lo que indica que esta variable depende, en esencia, de las características de la matriz. Sin embargo, para cada tipo de fibra aparece un ligero aumento de la E_c con el incremento del contenido de fibra. En cuanto a la forma de las curvas, la misma cambia con el tipo de fibra a medida que se desarrollan diferentes mecanismos de “arrancamiento”. Los HRF de acero muestran un crecimiento sostenido de la energía acumulada frente a la COD, manifestado por una curva con tendencia lineal; a la vez, se observa una disminución de la V_c al duplicar la dosis de fibra. En el HRF de vidrio la capacidad de control de la fisura es menor que en los hormigones que incorporan fibras de acero o poliméricas, lo que es consistente con la respuesta estática en la flexión de estos HRF; además, no se encontraron diferencias significativas en la V_c entre G6 y G12. Una respuesta particular del HRF poliméricas se confirma al analizar P5 y P10: superado 1 mm de COD aparece un incremento particular en la capacidad de absorción de energía y cuando la COD supera 2 mm, la tasa de crecimiento de la COD aumenta nuevamente. Las diferentes respuestas dependen claramente del tipo de fibra; están significativamente influenciadas por el mecanismo de anclaje y también por la cantidad de fibras. En el caso de las fibras de acero, el mecanismo de

arrancamiento implica la deformación del gancho; en las fibras de vidrio, la ruptura de los filamentos se produce en aberturas relativamente pequeñas; mientras que las fibras poliméricas tienen una mayor deformabilidad, lo que demanda una mayor deformación para provocar el arrancamiento o ruptura progresiva de los filamentos y, en consecuencia, se favorece un aumento en la absorción de energía en grandes aberturas de fisuras.

La Figura 6.4 compara la energía acumulada en la fisuración y la energía total de cada hormigón; las líneas verticales indican los valores máximos y mínimos. En todos los casos la energía total aumentó con la dosis de fibra. Aunque la variabilidad cambió con el tipo de fibra, también aumentó con la dosis. Esto último puede estar asociado con la distribución de las fibras. La menor dispersión de la E_T se encontró en el HRF G6 y la más alta en S50.

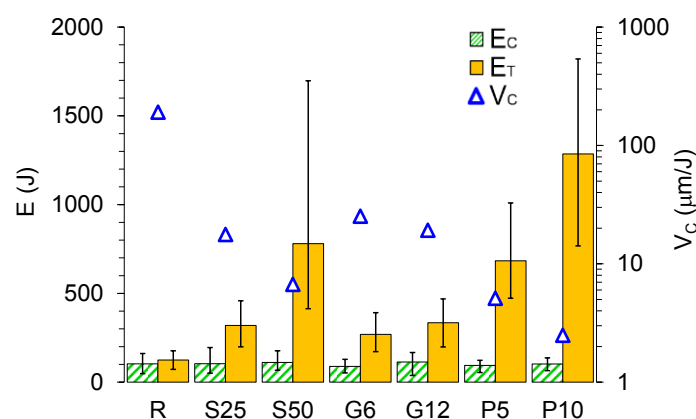


Figura 6.4 Energía de fisuración (E_c), postfisuración (E_P) y tasa de apertura de fisura (V_c) de los hormigones de la Serie 06.

Mientras que en los hormigones preparados con fibras poliméricas y de acero la energía total aumentó significativamente al duplicar el contenido de fibras, en los HRF de vidrio no ocurrió así; aunque en G12 el contenido de fibras también es el doble que en G6, la capacidad postfisuración no mejoró en la misma medida; esto se puede deber a que las fibras de vidrio se cortaron al superar pequeñas aberturas de fisura, por su gran adherencia con la matriz y alta rigidez. Esta respuesta es consistente con el comportamiento típico observado para estas fibras de vidrio en los ensayos de flexión estática.

En la Tabla 6.2 también se incluyó la apertura inicial de fisura (COD_c) que presentó cada hormigón. Se confirma que la incorporación de fibras reduce considerablemente el tamaño inicial de la fisura, incluso en HRF de baja tenacidad. En los HRF G y P la COD_c fue mayor para las dosis más altas de fibras, aunque esto parece ser contradictorio, podría deberse a que se requirió una mayor energía de impacto para iniciar el agrietamiento, como se aprecia al comparar los valores correspondientes de E_c . Por el contrario, en el caso de las fibras de acero y aunque se aplicó más energía, la apertura inicial fue menor en S50 que en S25; esto se puede atribuir a la capacidad de recuperación elástica de las fibras de acero producido por el efecto combinado del gancho y la rigidez

de la fibra. En el hormigón simple los valores de COD_C pueden ser muy variables y es obvio que este parámetro no reviste mayor interés para el hormigón simple.

La Tabla 6.2 y la Figura 6.4 también incluyen la tasa de crecimiento de la COD (V_C). Tanto en las mezclas con fibras acero como poliméricas, la V_C disminuyó notablemente a medida que se incrementó volumen de fibras. Por el contrario, los HRF de vidrio (G6 y G12) exhibieron tasas V_C similares a pesar del aumento del contenido de fibras (los valores de V_C del hormigón R se calcularon a modo de referencia, pero es evidente que este parámetro no es idóneo para la caracterización del hormigón simple). La relación entre V_C y los parámetros residuales obtenidos en el ensayo de flexión estática se discutirá en la siguiente sección.

6.2.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos

En la Figura 6.5 se representaron los valores de energía acumulada (E_C y E_T) en función de las resistencias residuales (f_{R1} y f_{R3}) empleadas en la clasificación del HRF. Las tensiones f_{R1} y f_{R3} son representativas de la capacidad resistente del HRF en el estado límite de servicio (ELS) y en el estado límite último (ELU) respectivamente, como se establece en el *fib Model Code 2010* (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012). Se puede ver que la energía total (E_T) aumentó a medida que aumentan las tensiones residuales, mientras que la energía de fisuración (E_C) es prácticamente independiente de la tenacidad del HRF. Nótese que HRF preparados con distintas fibras, aun cuando presentaron similares f_{R1} o f_{R3} , alcanzaron distintos niveles de energía total (E_T).

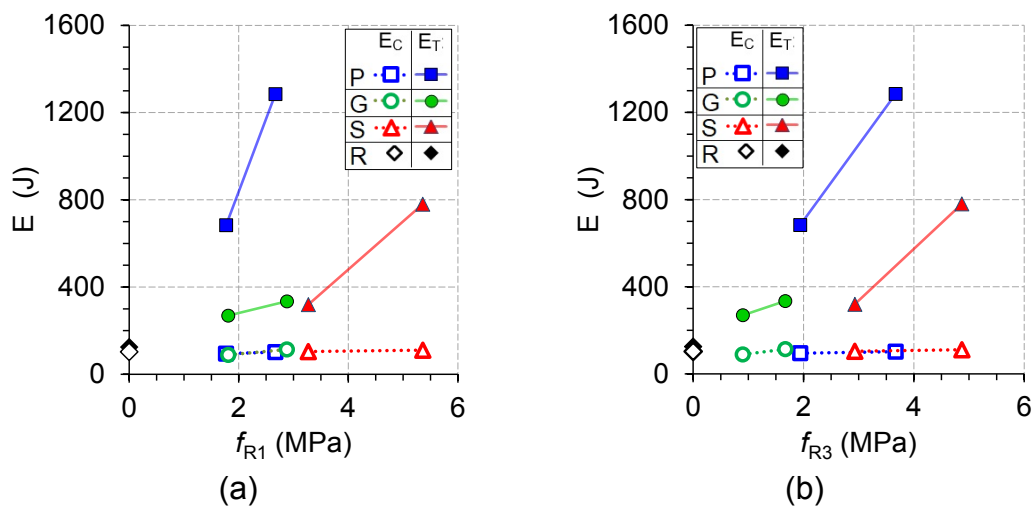


Figura 6.5. Correlación entre la energía de impacto y la resistencia residual estática de los hormigones de la Serie 06

La Figura 6.6 muestra la relación entre la tasa de crecimiento de la COD (V_C) y las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} ; como se esperaba, la V_C disminuyó a medida que aumentó la capacidad residual del HRF, pero los valores dependieron del tipo de fibra, el HRF poliméricas mostró resultados de V_C claramente más bajos (lo que implica que poseen mayor capacidad de absorción

de energía). La mencionada dependencia de la tasa de crecimiento del ancho de fisura (V_C) del tipo de fibra, difiere de lo que ocurre en otras condiciones, por ejemplo, el control de la fisuración en vigas de hormigón armado convencionalmente moldeadas con HRF, donde la contribución de las fibras está relacionada principalmente a la tenacidad del HRF, independientemente del tipo de fibra y la dosis empleada (Conforti, Zerbino, & Plizzari, 2018).

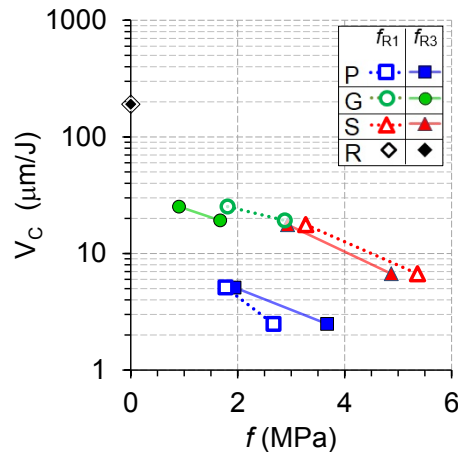


Figura 6.6 Relación entre la tasa de crecimiento de la COD (V_C) y las tensiones residuales (f_{R1} y f_{R3}) de los hormigones de la Serie 06.

6.2.4. Comentarios y conclusiones

En esta Sección se presentaron los resultados de la Serie 06 donde se evaluó la respuesta al impacto de hormigones que incorporaron dos dosis distintas de macrofibras de acero, poliméricas y vidrio. A través del método propuesto en el Capítulo IV, se analizó el comportamiento antes y después de la fisuración. Se encontró que:

- Como era de esperar, la incorporación de fibras mejora claramente la capacidad del hormigón frente a cargas de impacto, dicha mejora depende del tipo y contenido de fibras, y el método permite ponderar sus efectos.
- Los incrementos en la tenacidad del hormigón, expresados como energía total aplicada durante la prueba de impacto, se observaron principalmente después de la fisuración de la matriz, especialmente en HRF poliméricas y de acero.
- Las fibras de acero mostraron mejoras tanto en el agrietamiento (menor tamaño de grieta residual) como en la fase postfisuración. El hormigón reforzado con macrofibras poliméricas fue particularmente eficiente en grandes aberturas de fisuras. La principal contribución de las macrofibras de vidrio fue en pequeñas aberturas de fisuras.
- La variación de la energía acumulada frente a la abertura de la fisura difiere según el tipo de fibra, lo que refleja los diferentes mecanismos de falla involucrados.

- El concepto de tasa de crecimiento de la abertura de la fisura se puede emplear para evaluar la resistencia al impacto de diferentes HRF.
- Se encontró una correlación consistente entre las tensiones residuales obtenidas en flexión estática y los parámetros de impacto medidos, pero la relación no es independiente del tipo de fibra.
- El método de prueba implementado fue capaz de diferenciar el rendimiento de impacto de hormigones reforzados con diferentes tipos de fibras., tanto antes de la fisuración, como en estado fisurado.

Cabe advertir que, si bien es posible generalizar en cierta medida la respuesta del HRF frente a impacto en cuanto al tipo de fibra, pueden existir notables diferencias tanto por la geometría como por el material del filamento dentro de fibras elaboradas con un mismo tipo de material.

6.3. Influencia de la resistencia de la matriz (Serie 07)

El estudio se realizó sobre tres hormigones con la misma dosificación de base, a excepción de la relación agua / cemento que se varió entre 0,43 y 0,59. Las mezclas se reforzaron con un mismo tipo y contenido de fibras. Se empleó una fibra de acero de uso generalizado y en una cantidad típica (30 kg/m^3) adoptada en diversas aplicaciones.

6.3.1. Mezclas y programa experimental

Se prepararon tres HRF (H1, H2 y H3) que incorporaron 30 kg/m^3 de macrofibras de acero (S) de bajo carbono, con ganchos en los extremos, de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro. Las demás características la fibra S se presentan en la Tabla 3.6 del Capítulo III.

La proporción de materiales de las mezclas se muestra en el Capítulo III, Tabla 3.7, en los tres HRF se fijó el contenido de agua en 169 litros/m^3 y en cada uno se varió el contenido de CPN50 (Instituto Argentino de Racionalización de Materiales, 2000b), 280, 330 y 380 kg/m^3 para H1, H2 y H3, resultando mezclas con relaciones agua/cemento iguales a 0,59; 0,50 y 0,43 respectivamente. Con el objetivo de lograr asentamientos cercanos a los $10 \pm 1 \text{ cm}$, se incorporó una pequeña dosis ($<0,08\%$ del peso del cemento) de un aditivo reductor de agua de alto rango.

Con cada HRF se moldearon tres prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ y cilindros de $100 \times 200 \text{ mm}$. Luego de moldeados, las probetas se curaron en cámara húmeda. Por razones operativas, permanecieron allí durante un año. Después pasaron dos semanas en ambiente de laboratorio, para evitar alteraciones en los resultados debidas a variaciones en el contenido de humedad de las muestras. Luego, se realizaron las pruebas de caracterización estáticas y ensayos de impacto.

Además de determinar la resistencia a la compresión y de ejecutar los ensayos de flexión EN 14651, en esta Serie se midió el módulo de elasticidad de cada HRF, conforme a lo establecido en la norma ASTM C-469.

La Figura 6.7 muestra las curvas medias tensión-CMOD, obtenidas en flexión estática (EN14651).

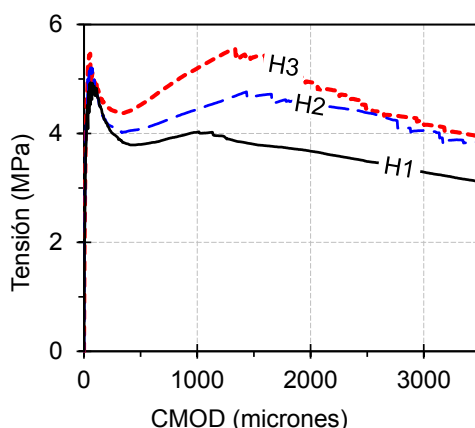


Figura 6.7 Curvas medias tensión-CMOD en flexión estática. Serie 07

La Tabla 6.3 presenta los resultados de caracterización estática de los HRF. La variación de la resistencia a la compresión (f_c) entre los tres hormigones es cercana a 11 MPa y, en particular, el hormigón H3 es un hormigón de alta resistencia ($f_c > 60$ MPa). Como era de esperar, el módulo de elasticidad (E) aumentó con la f_c . Entre los resultados de la prueba de flexión estática, como se establece en la norma EN14651, se presentan: la tensión de fisuración (f_L) y las residuales f_{R1} y f_{R3} , que determinan a 0,5 y 2,5 mm de apertura de la boca de fisura (CMOD). Complementariamente, y considerando que las curvas tensión-CMOD muestran un ligero endurecimiento en respuesta inicial, también se incluyó la tensión nominal máxima (f_{max}), calculado a partir de la carga máxima.

Tabla 6.3. Caracterización estática de los hormigones de la Serie 07.

Hormigón	Compresión		Flexión				
	f_c (MPa)	E (GPa)	f_L	f_{max}	f_{R1}	f_{R3}	f_{R3}/f_{R1}
H1	44,2	42,2	4,9	5,2	3,8	3,5	0,92
H2	55,2	48,7	5,3	5,5	4,1	4,4	1,07
H3	67,1	49,7	5,5	5,9	4,5	4,5	0,99

Igual que el módulo de elasticidad, las tensiones f_{max} y f_L aumentaron con la resistencia a la compresión. En cuanto a la capacidad residual y la clase de los HRF, siguiendo el *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (*fib*), 2012), los hormigones H1, H2 y H3 clasifican como 3c, 4c y 4c respectivamente, que quiere decir que presentan un comportamiento postfisuración cualitativamente similar con una capacidad residual relativamente constante con el aumento del CMOD. Como se puede ver en la Figura 6.7 hay

un pequeño aumento de la capacidad residual para la CMOD entre 1 y 2 mm y posteriormente aparece una tendencia al ablandamiento.

Al analizar la Tabla 6.3, resulta interesante que, aunque entre las mezclas existe un incremento de la resistencia a la compresión (de 44 a 67 MPa), desde el punto de vista de la resistencia residual, empleado para la clasificación del HRF, las mezclas pertenecen prácticamente a una misma clase de hormigón; como excepción, hay un aumento muy pequeño de f_{R1} en H3, pero los tres HRF poseen una relación f_{R3}/f_{R1} similar, siendo todos clase "c" que, por definición, implican mezclas cuya relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} se encuentra entre 0,9 y 1,1.

6.3.2. Resultados y análisis

Para cada HRF, se realizaron 6 pruebas de impacto, empleando las mitades resultantes de los ensayos de flexión estática. La Figura 6.8 muestra las curvas de impacto individuales de todos los especímenes de los tres hormigones incluidos en esta Serie, cada símbolo corresponde a la aplicación de un impacto, y las líneas sin símbolos son las curvas medias para cada caso (H1, H2 y H3). Se puede apreciar que la variabilidad de las curvas se vio afectada por el nivel de resistencia del HRF. La menor dispersión se produjo en el hormigón de menor resistencia (H1) (Figura 6.8a), la dispersión fue mayor, aunque similar, en H2 y H3 (Figura 6.8b y c). En todos los casos se observó una variabilidad aceptable acorde con los valores típicos del HRF observados en ensayos de flexión estática y con lo encontrado en las mezclas S25 y S50 (Serie 06), presentadas en la Sección 6.2, elaboradas con 25 y 50 kg/m³ de la misma fibra, respectivamente.

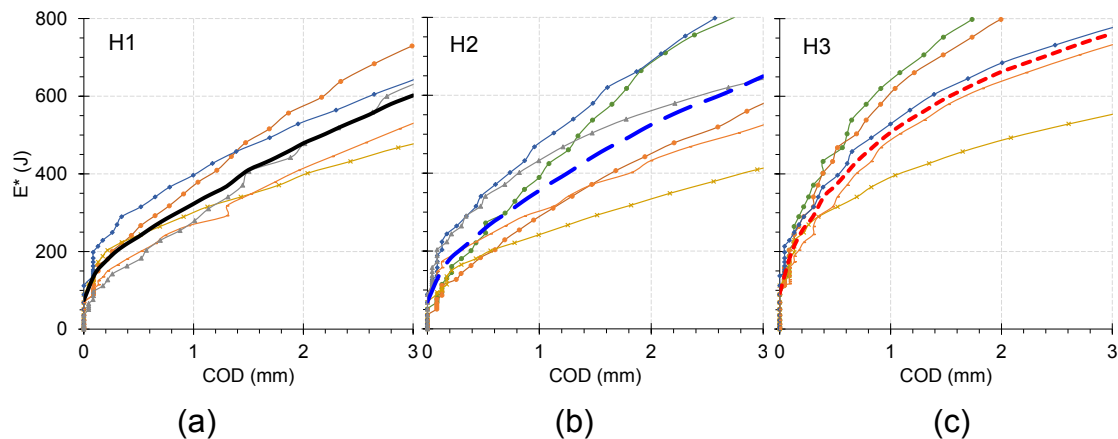


Figura 6.8 Curvas de impacto individuales y promedio de los HRF H1, H2 y H3.

Las curvas medias de impacto de los tres HRF se comparan en la Figura 6.9. Como era de esperar, la energía acumulada fue mayor a medida que aumentó la resistencia del hormigón, pero se observa que la forma de la curva cambió al variar la resistencia a la compresión del hormigón. Los HRF H1 y H2 mostraron un claro comportamiento lineal después del agrietamiento, a partir de COD superior a 0,4 mm aproximadamente. La curva de impacto del hormigón de alta resistencia H3, resultó menos lineal en la parte inicial, y recién muestra

mayor linealidad a partir de una abertura de fisura (COD) de 1,5 mm. Se observa que, a pesar de las diferencias mencionadas, en el último tercio de la prueba ($2 < \text{COD} < 3 \text{ mm}$), las pendientes de las curvas de impacto fueron aproximadamente iguales.

La observación anterior sugiere que, la reducción de la relación agua/cemento, que produce el aumento de la resistencia del hormigón, benefició la adherencia entre la fibra y la matriz, mejorando el anclaje mecánico de las fibras, retrasando la deformación del gancho y el deslizamiento de las mismas. Pero una vez que los ganchos se han enderezado y se produce el deslizamiento de las fibras, el comportamiento en impacto de todos los hormigones fue cualitativamente similar.

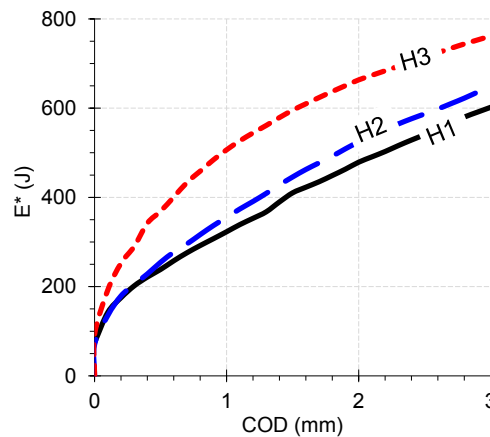


Figura 6.9 Curvas medias de impacto de H1, H2 y H3.

En la Tabla 6.4 se presenta un resumen de los valores medios de los parámetros de impacto de los tres hormigones. Algunos de estos resultados se comparan en la Figura 6.10, donde se representan las energías de fisuración (E_C) y postfisuración (E_P) referidas al eje de la izquierda, y la tasa de crecimiento del ancho de fisura (V_C) referida al eje logarítmico de la derecha. Las líneas verticales indican los valores máximos y mínimos de cada variable.

Tabla 6.4 Resultados de impacto de H1, H2 y H3

Hormigón	Fase 1		Fase 2		
	E_C (J)	COD_C (μm)	E_P (J)	V_C ($\mu\text{m}/\text{J}$)	E_T (J)
H1	96	69	530	7,0	625
H2	87	64	585	6,8	671
H3	116	42	665	6,2	782

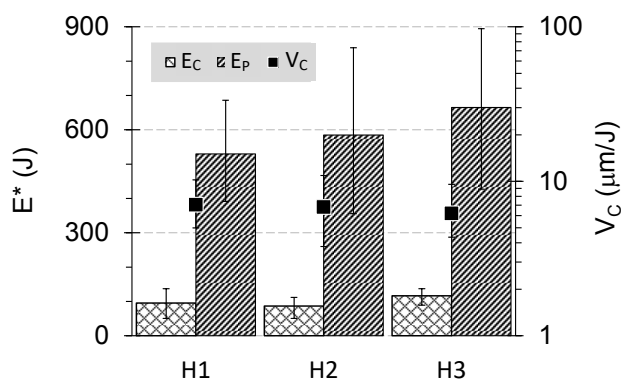


Figura 6.10 Parámetros de impacto de H1, H2 y H3.

Nótese que la energía de fisuración (E_C) se mantuvo prácticamente constante en H1 y H2, mientras que en H3 aumentó aproximadamente un 20%. En la Sección 6.2 (Serie 06) se sugirió que esta variable podría depender de la resistencia de la matriz, este resultado reforzaría esta hipótesis. Sin embargo, en esta Serie queda claro que las mejoras en la E_C , debidas al aumento de la resistencia, fueron evidentes a partir de aumentos significativos de la resistencia a la compresión ($> 50\%$ respecto a H1) y, aun así, el aumento de esta energía (E_C) no fue proporcional al aumento de f'_c . En esta Serie, aunque la resistencia de H3 fue un 51% superior a la de H1, la E_C solo aumentó un 21%.

La abertura de primera fisura (COD_C) disminuyó a medida que aumentó la resistencia a la compresión, aunque en las otras Series de ensayos de esta tesis, este parámetro fue muy inestable, esto es de alta variabilidad y tendencia poco clara, su comportamiento fue muy razonable en esta Sección. Como se mencionó, la tendencia observada de esta variable puede deberse a la mejora de la adherencia fibra-matriz debido al aumento de la resistencia del hormigón de base. Es importante tener en cuenta que la reducción de la COD_C entre los hormigones H1 y H2 fue pequeña (7%), mientras que la COD_C en H3 disminuyó en casi un 40% con respecto a H1.

La energía postfisuración (E_P) aumentó linealmente con el crecimiento de la resistencia a la compresión y en este caso la mejora fue proporcional al aumento de f'_c , aproximadamente en 5,5 J/MPa. La E_T (energía total) también aumentó a medida que creció la resistencia a la compresión del hormigón, muy ligeramente entre H1 y H2 (7%) y un 25% entre H3 en comparación con H1.

Finalmente, a medida que aumentó la resistencia a la compresión, la tasa de crecimiento de la COD (V_C) presentó un ligero descenso, pudiendo considerarse constante. Posiblemente este comportamiento se deba a que una vez que se rompe el puente de adherencia entre la matriz y la fibra, y posteriormente se endereza el gancho, la velocidad con que abre la fisura depende básicamente del número de filamentos presentes en el plano de fractura y, por lo tanto, del contenido de fibras. En este caso, se asume que esta cantidad sería constante en todos los hormigones (H1, H2 y H3) ya que en todos se incorporaron 30 kg/m³ de fibras. En consecuencia, y en base a los resultados

de la Sección previa, se estima que este parámetro depende básicamente del tipo de fibras empleadas y de su contenido. Este hecho resalta la ventaja de usar el parámetro V_C del ensayo de impacto en la caracterización del HRF. Los resultados de esta Serie sugieren que la tasa de apertura de fisuras para un mismo tipo y contenido de fibras podría asumirse como válida para una amplia gama de resistencias a la compresión del hormigón; por ejemplo, en esta Serie, entre 43 y 67 MPa.

6.3.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos

En la Figura 6.11 se representan los valores medios de las energías de fisuración (E_C) y total (E_T), derivadas de los ensayos de impacto, versus las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} provenientes de las pruebas de flexión estática. Se observa que la E_T se incrementó con el aumento de ambas tensiones residuales, sin embargo, mientras que el aumento de esta energía, frente a la f_{R1} fue de tendencia lineal, frente a la tensión residual f_{R3} no fue así. En la Figura 6.11b se observa como el incremento de E_T entre H1 y H2 fue más ligero (≈ 50 J/MPa de f_{R3}) que entre los hormigones H2 y H3 (> 1000 J/MPa de f_{R3}). Es interesante que estos dos últimos hormigones contenían el mismo tipo y dosis de fibra, a la vez que presentaron casi la misma magnitud de f_{R3} , lo cual sugiere que la E_T no solo depende de estas variables, como se concluyó en la Sección anterior, sino que, realmente es producto de la interacción entre distintos factores, entre ellos la resistencia a la compresión de la matriz, como se demuestra en esta Serie, y probablemente de otras variables como la forma y tamaño de los agregados, tema que será analizado en la siguiente Sección.

Al igual que en la Serie anterior, en esta Serie de ensayos también se observa cierta independencia de la E_C de las tensiones residuales, aunque hablando estrictamente, esta energía sufrió un ligero incremento con el aumento de las tensiones f_{R1} y f_{R3} .

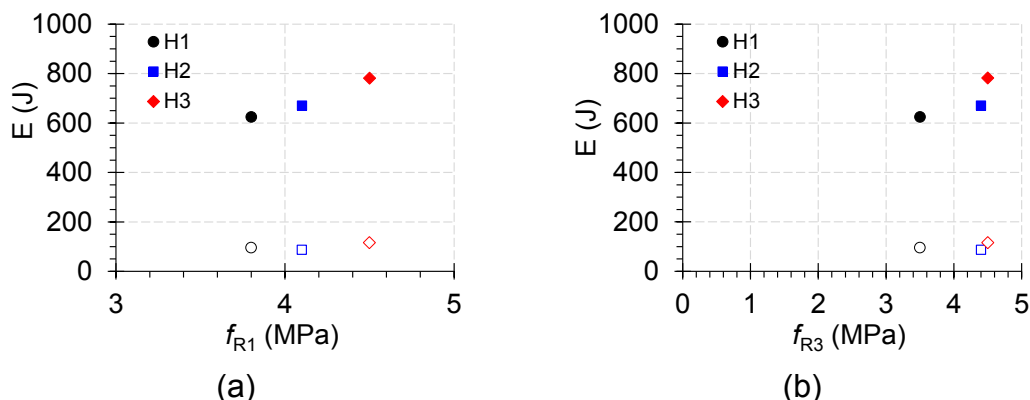


Figura 6.11 Tensión residual (a) f_{R1} y (b) f_{R3} , frente a la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos). Serie 07.

En la Figura 6.12 se representan los valores medios de las tasas de apertura de fisura (V_C) del ensayo de impacto, versus los respectivos valores medios de las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} , de la prueba de flexión estática

EN14651. Se observa que prácticamente la V_C no varía con las tensiones residuales, como se dijo antes, por el mecanismo de falla de este tipo de fibras, es lógico pensar que, en los hormigones reforzados con ellas, depende principalmente de la dosis empleada.

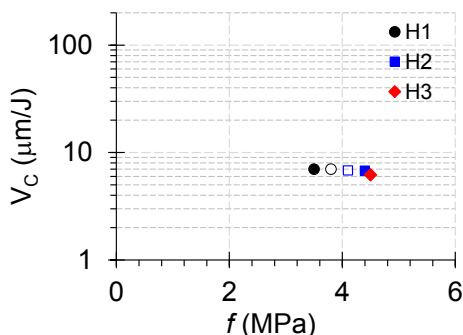


Figura 6.12 Tensiones residuales f_{R1} (símbolos vacíos) y f_{R3} (símbolos rellenos) frente a la tasa de fisuración (V_C). Serie 07.

6.3.4. Comentarios y conclusiones

En esta serie de ensayos, empleando el ensayo de cargas repetidas por caída de un proyectil con impactos crecientes (GIL) presentado en el Capítulo IV, se evaluaron tres HRF con igual dosis de fibras de acero, pero diferente resistencia a la compresión del hormigón de base. Las principales conclusiones se resumen a continuación:

- La resistencia a la compresión del hormigón afecta al comportamiento de impacto de HRF y el método GIL pudo diferenciar dicha influencia.
- El incremento de la resistencia a la compresión del hormigón mejora el desempeño en impacto antes y después de la fisuración, lo que se evidencia en los aumentos de las energías de fisuración (E_C), postfisuración (E_P) y total (E_T).
- Las mejoras en la energía de fisuración (E_C) fue más evidente en el caso del hormigón de alta resistencia (> 60 MPa).
- Los parámetros más beneficiados por el aumento de la resistencia fueron la energía postfisuración y la energía total (E_P y E_T), crecieron hasta un 25% debido al aumento del 50% en la resistencia a la compresión del hormigón.
- Contrariamente a otros parámetros, la tasa de crecimiento de la COD (V_C) se mantuvo prácticamente constante a pesar del aumento de la resistencia estática. Estos resultados indican que, en cuanto a esta variable, y al menos para este tipo de fibras, el comportamiento en impacto para una misma dosis podría asumirse como válido para una amplia gama de resistencias a la compresión de hormigón.

Cabe advertir que, aunque estas conclusiones son muy consistentes, surgen a partir de la evaluación de hormigones con resistencias a la compresión

entre 43 y 67 MPa que incorporan 30 kg/m³ de una fibra de acero tipo hooked-end, de amplio uso. Estas conclusiones deberían confirmarse para otros tipos y contenidos de fibras, por lo que el efecto de la resistencia estática en el comportamiento de impacto de HRF todavía representa un área a estudiar.

6.4. Influencia del agregado (Serie 08)

En las Series anteriores se evaluó la influencia del tipo y dosis de fibra y del efecto de la resistencia de la matriz en la respuesta al impacto del HRF. En esta Sección se estudia en qué medida cambia la respuesta del material en impacto al emplear agregados gruesos de distinta forma y tamaño máximo (TM). Se seleccionaron a tal efecto canto rodado y piedra partida, con dos tamaños máximos cada uno, 12 y 19 mm.

6.4.1. Mezclas y programa experimental

Se prepararon ocho hormigones: cuatro simples, y a partir de estos, cuatro HRF con 30 kg/m³ de la fibra de acero S, de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro, con ganchos en los extremos, cuyas especificaciones se presentaron en la Tabla 3.6. Todas las mezclas contaron las mismas proporciones materiales (ver los detalles en la Tabla 3.7), pero se diferenciaron en el tipo y tamaño del agregado grueso. Se emplearon dos cantos rodados y dos piedras partidas de diferente tamaño máximo. Las distribuciones granulométricas y caracterización de los agregados empleados en esta Serie se muestran en la Figura 3.2 y Tabla 3.5 del Capítulo III.

Los hormigones simples SR y SCR incorporaron como agregado grueso, canto rodado con tamaño máximos (TM) de 19 y 12 mm respectivamente. Los HRF preparados a partir de estas mezclas, con la fibra y dosis ya indicada, se denominaron respectivamente R y CR. En los otros dos hormigones simples, denominados SP y SPP se emplearon agregados gruesos tipo “piedra partida” de TM 19 y 12 mm respectivamente y los HRF elaborados partiendo de estas mezclas de base, se les llamó respectivamente P y PP. En la Tabla 6.5 se han resumido las características diferenciales de las ocho mezclas de esta Serie.

Tabla 6.5 Características diferenciales de los hormigones de la Serie 08

	SR	SCR	R	CR	SP	SPP	P	PP
Agregado grueso	Canto rodado				Piedra partida			
TM (mm)	19	12	19	12	19	12	19	12
Fibras (kg/m ³)	-				30			

Las mezclas presentaron, en promedio, asentamientos de 13±2 cm, PUV de 2375 kg/m³, 3,7% de aire, 15 caídas en la prueba de remoldeo de Powers, 6 cm de penetración de la bola de Kelly y 530 mm de extendido. Con cada una se moldearon 3 prismas de 150x150x600 mm para ensayos de flexión e impacto, 3

cilindros de 100x200 mm para determinar resistencia a la compresión y 4 cilindros de 15x15 mm para los ensayos de doble punzonado (método Barcelona). Las probetas se compactaron con vibración externa; fueron desmoldadas a las 24 h y curadas en cámara húmeda. Pasados 28 días se llevaron a ambiente de laboratorio, donde luego de 3-5 horas se ejecutaron los ensayos para la caracterización estática.

La resistencia a la compresión (f_c) en todos los casos estuvo en torno a los 30 MPa.

Las curvas medias tensión-abertura de fisura (CMOD) resultantes del ensayo de flexión estática, llevados a cabo en base a la norma EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005). se presentan en la Figura 6.13. Se observa que, los hormigones simples presentaron un comportamiento prácticamente idéntico, mientras que los HRF presentaron un valle post pico y un leve endurecimiento en la rama posterior. Los hormigones con igual tipo y tamaño de agregado tuvieron comportamientos muy similares, pero los que incorporaron agregados de menor tamaño máximo (12 mm) tuvieron un ligero incremento en los valores de f_{R1} y f_{R3} , que son las tensiones residuales a 500 y 2500 micrones de apertura de fisura (CMOD). Los HRF P y R clasifican, según la propuesta del *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012) como 3c, y los hormigones PP y CR se categorizan como 4d.

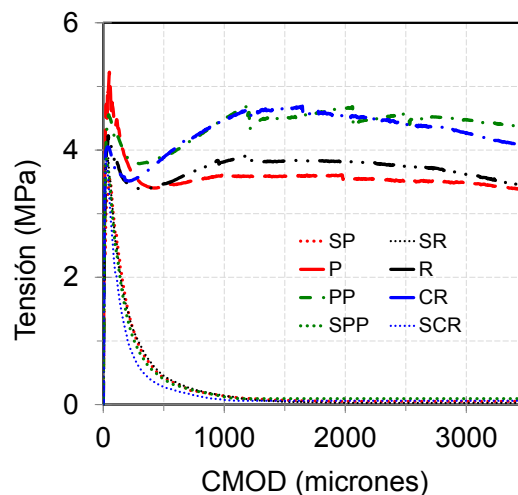


Figura 6.13 Curva media de los ensayos de flexión estática EN14651 en el hormigón de la Serie 08.

Complementariamente se ejecutaron ensayos de doble punzonado (Método Barcelona) conforme a la norma UNE 83515 (Technical Committee AEN/CTN 83, 2010), y en las Figuras 6.14 y 6.15 se muestran las curvas derivadas del ensayo Barcelona de los HRF con TM 19 mm (P y R) y 12 mm (PP y CR) respectivamente.

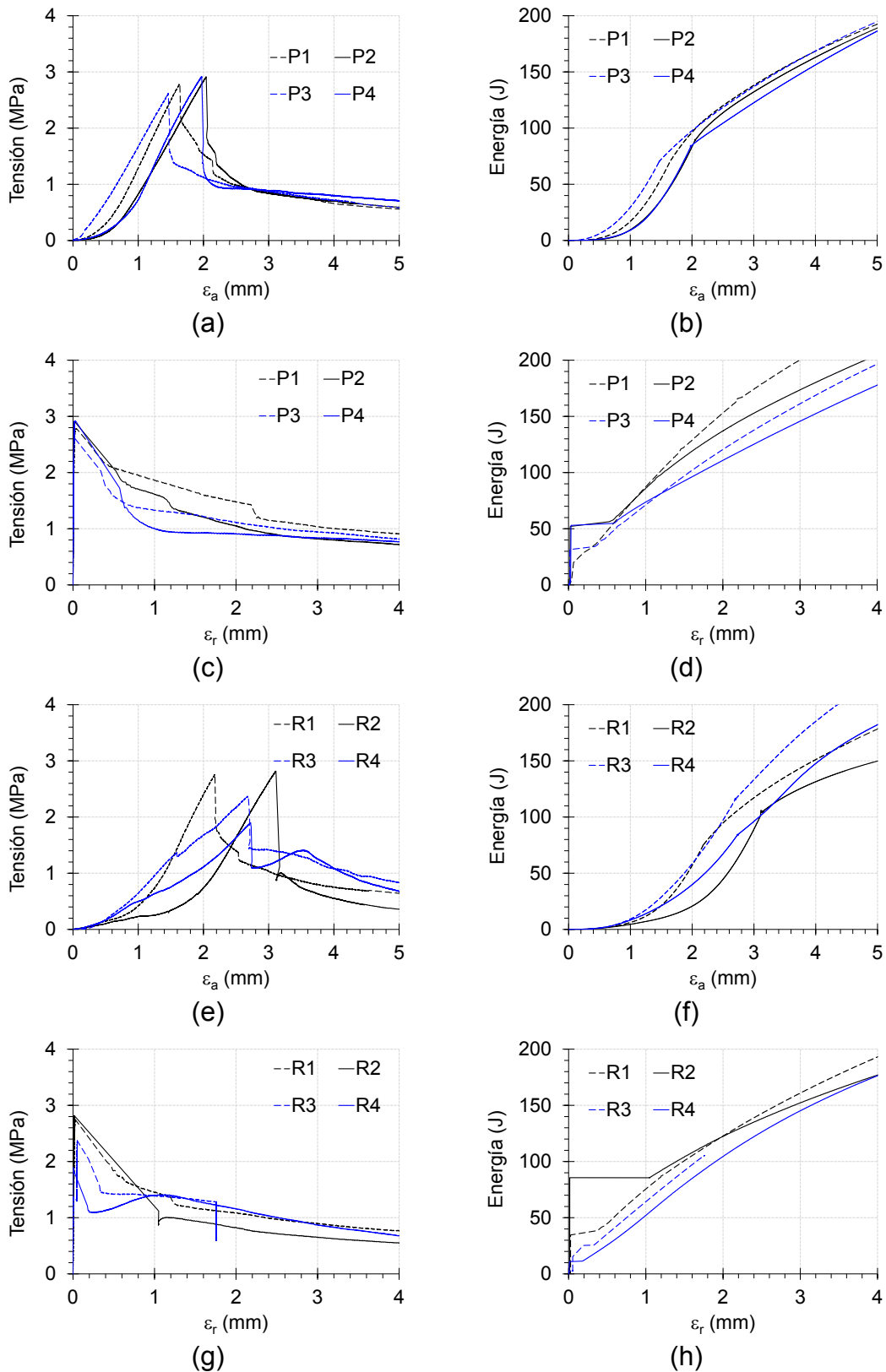


Figura 6.14 Resultados del ensayo Barcelona UNE 83515 en HRF de la Serie 08: (a) Tensión y (b) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF P; (c) tensión y (d) energía versus la deformación radial (ϵ_r) en el HRF P. (e) Tensión y (f) energía versus la deformación axial (ϵ_a) en el HRF R; (g) tensión y (h) energía versus la deformación radial (ϵ_r) en el HRF R.

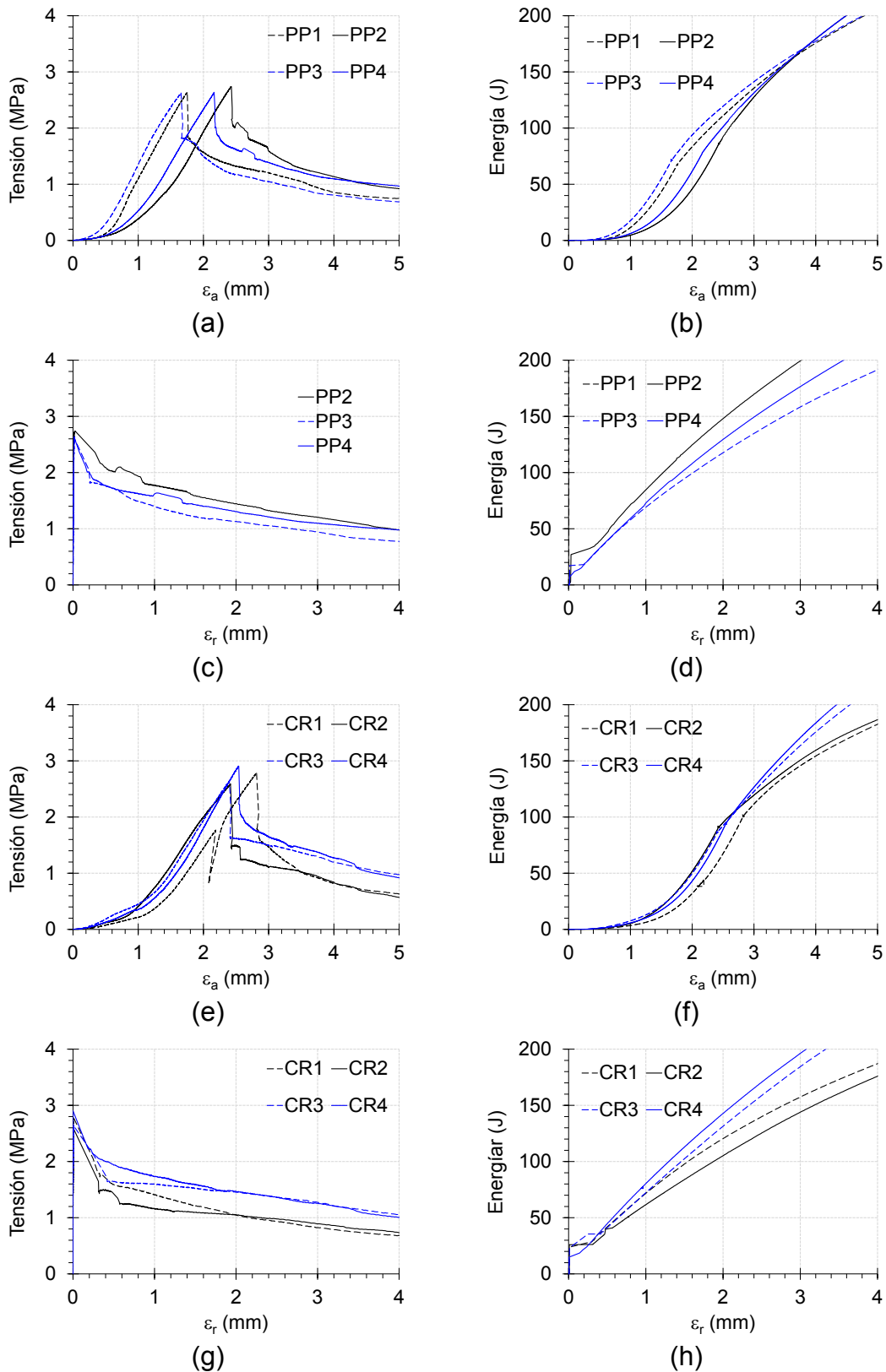


Figura 6.15 Resultados del ensayo Barcelona UNE 83515 en HRF de la Serie 08: (a) Tensión y (b) energía versus la deformación axial (ε_a) en el HRF PP; (c) tensión y (d) energía versus la deformación radial (ε_r) en el HRF PP. (e) Tensión y (f) energía versus la deformación axial (ε_a) en el HRF CR; (g) tensión y (h) energía versus la deformación radial (ε_r) en el HRF CR.

Nótese que de cada hormigón se representaron las curvas tensión-deformación axial ($f-\varepsilon_a$) y energía-deformación axial. En este caso la energía es el área bajo la curva $f-\varepsilon_a$. Además, se representaron las curvas tensión-deformación radial ($f-\varepsilon_r$) y energía-deformación radial, donde la energía es el área bajo la curva $f-\varepsilon_r$.

El ensayo Barcelona se desarrolla en tres Etapas (Zerbino, 2022): la Etapa 1, o Fase elástica, corresponde a la rama inicial en que se carga la probeta hasta alcanzar la fisuración y donde las tensiones son resistidas principalmente por la matriz. La carga al final de esta Etapa coincide con la Carga máxima y la tensión respectiva se denomina f_{ct} . La Etapa 2 es una transición entre las Etapas 1 y 3. En este corto período se forman las fisuras y conos en el contacto con los indentadores, cuyo movimiento inicialmente es estabilizado por las fibras. En la curva tensión-deformación axial se divisa esta Etapa como una línea prácticamente vertical. La Etapa 3, debido al incremento de la carga, ocurre el acercamiento entre los conos antes formados, en consecuencia, la abertura controlada de las fisuras. En esta Etapa el material desarrolla su capacidad residual debido a la contribución de las fibras, y se pondera en base a las tensiones residuales a 0,5 y 1,5 mm de deformación axial ($f_{ct0,5}$ y $f_{ct1,5}$) a partir del pico de carga.

Obsérvese que, los HRF de la Serie 08 presentaron valores similares de tensión de fisuración f_{ct} , con magnitud un poco inferior a 3 MPa. Al igual que en el ensayo de flexión, en esta prueba los HRF con TM de agregado grueso 12 mm exhibieron mayores tensiones residuales que aquellos que se prepararon con agregados gruesos de TM 19 mm. Así como en el ensayo EN 14651, la forma del agregado no afectó la respuesta en el ensayo Barcelona.

Como es típico de esta prueba, las muestras perdieron capacidad resistente al aumentar las deformaciones; en promedio, las tensiones $f_{ct0,5}$ estuvieron en un orden del 50% de la tensión de fisuración (f_{ct}), y las residuales $f_{ct1,5}$ resultaron 30% inferiores a las tensiones $f_{ct0,5}$.

El consumo de energía de todos los HRF, respecto a la deformación axial varió en función de las Etapas. En la Etapa 1 se presentó un incremento exponencial de la energía, en la deformación de la Etapa 2 ocurrió un cambio de concavidad y en la Etapa 3, resultó mayor el incremento de la ε_a que el consumo de la energía, por lo que la curva mostró una forma cóncava. El comportamiento fue diferente respecto a la deformación radial, donde, luego de una ligera acumulación de energía, se desarrolló toda la curva de forma cóncava, que manifiesta una mayor tasa de crecimiento de ε_r que la velocidad de absorción de energía.

Los resultados de la caracterización estática se resumen en la Tabla 6.6, y se indican los coeficientes de variación entre paréntesis. Véase que la resistencia a compresión (f_c) y las tensiones de primera fisura f_L y f_{ct} presentaron

los menores valores de CV, mientras que las tensiones residuales registraron una variabilidad de hasta un 37%.

Tabla 6.6. Resumen de los parámetros de caracterización estática de los hormigones de la Serie 08

Hormigón	f_c (MPa)	EN 14651			UNE 83515		
		f_L	f_{R1} (MPa)	f_{R3}	f_{ct}	$f_{ct0,5}$ (MPa)	$f_{ct1,5}$
SP	34 (2)	4,16 (7)	-	-	-	-	-
SR	29 (6)	4,08 (13)	-	-	-	-	-
P	32 (6)	5,24 (21)	3,43 (9)	3,52 (2)	2,81 (5)	1,13 (19)	0,83 (6)
R	32 (5)	4,26 (10)	3,47 (37)	3,75 (31)	2,46 (17)	1,13 (26)	0,81 (35)
SPP	34 (3)	3,91 (6)	-	-	-	-	-
SCR	32 (1)	3,88 (8)	-	-	-	-	-
PP	33 (3)	4,56 (8)	3,90 (9)	4,55 (11)	2,66 (2)	1,52 (10)	1,11 (7)
CR	33 (3)	4,12 (5)	3,88 (20)	4,40 (26)	2,73 (5)	1,37 (18)	1,03 (26)

6.4.2. Resultados y análisis

La Figura 6.16 muestra la curva de impacto promedio de cada hormigón. Los hormigones simples se representaron en líneas punteadas y los HRF en líneas con diferentes tipos de trazos (y colores). En la parte derecha de la Figura se ha hecho un acercamiento para visualizar las respuestas de los hormigones simples. Es evidente que las mezclas que no incorporan fibras exhiben una escasa capacidad resistente en impacto comparada a la de los HRF, y que la forma de la curva en los hormigones simples no se ve significativamente afectada por la forma del agregado, sino que se modifica ligeramente por el tamaño de este. Note que las pendientes post fisuración ($1 < \text{COD} < 3$ mm) fueron muy similares entre las mezclas que preparadas con el mismo TM de agregado; ya que la inversa de esta pendiente define la tasa de apertura de fisura (V_C), lo anterior significa que, los hormigones simples que incorporaron agregado de 12 mm (SPP, SCR) presentaron menor V_C que los preparados con agregados de TM 19 mm (SP, SR).

Es de notar que las curvas de impacto de los cuatro HRF presentaron algunas características similares, todas ramificaron aproximadamente a los mismos valores de energía y la forma en la etapa post fisuración fue parecida

entre ellas, prácticamente recta con una ligera concavidad. Dos aspectos resultaron evidentemente diferentes entre los HRF: la pendiente de las curvas y la magnitud de energía acumulada al final de la prueba (E_T).

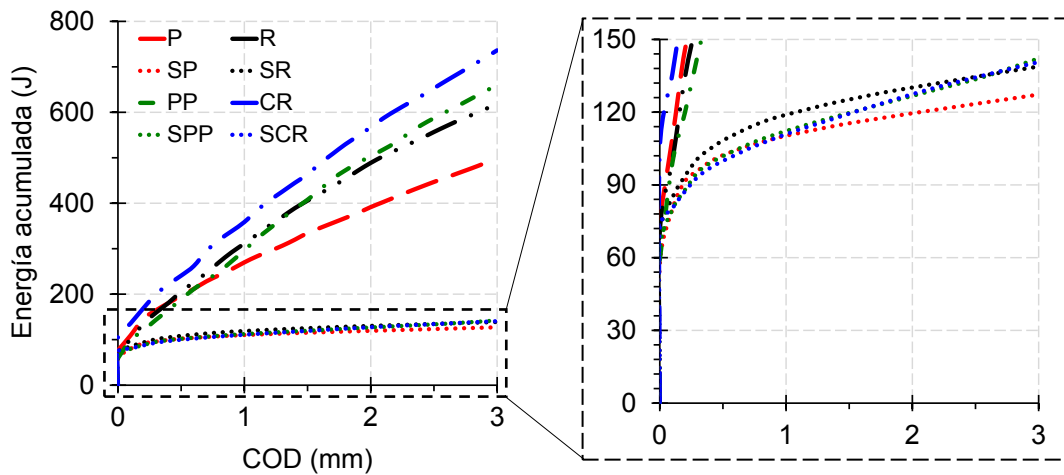


Figura 6.16 Curvas medias de impacto de los hormigones de la Serie 08.

Al comparar los HRF con agregados de igual tamaño la mayor pendiente de la curva de impacto y la máxima E_T corresponden a las mezclas que contenían canto rodado, mientras que al cotejar mezclas con el mismo tipo de agregado el mejor desempeño fue alcanzado por los HRF con agregados de menor tamaño. Este comportamiento se puede asociar con la distribución de las fibras en la matriz y sus posibilidades de interceptar las fisuras, que se ven afectadas tanto por el tamaño del agregado como por su forma. Las especificaciones de moldeo de prismas exigidas en la norma EN 14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) favorecen la orientación de las fibras paralelas al eje longitudinal del elemento, y así se garantiza la “costura” de la fisura que se genera en el plano de la entalladura, sin embargo, los agregados de mayor tamaño no solo generan zonas de débiles más importantes (interfaces) sino que provocan una mayor separación entre las fibras; de este modo, el primer efecto provoca el inicio de la fisuración a menores valores de tensión y una mayor ramificación en su propagación, al que se suma el segundo efecto que disminuye la probabilidad de que más fibras ejerzan una acción de costura en las superficies de fractura.

La mayor performance de los HRF que contenían rodados, también se debió a las condiciones de adherencia y resistencia de los agregados, que en consecuencia incidieron en el modo de falla. Como se observa en la Figura 6.17, donde se presenta el aspecto de la zona de fractura de probetas de los hormigones P y R, luego del ensayo de impacto, en las mezclas con canto rodado la mayoría de las partículas de agregado presentes en el plano de fractura se despegaron; mientras que con piedra partida, tendieron a fracturarse. En este sentido, el canto rodado dio lugar a una fractura más tortuosa que la piedra partida, la que en sí misma suele ser un tipo de falla que consume más energía, pero que a la vez, puede haber afectado la probabilidad de que la fisura atravesara una mayor cantidad de fibras y por lo tanto incrementado también la

demanda de energía. Este efecto que no fue muy significativo en las pruebas de flexión estática (ver Figura 6.13), sí lo fue en las pruebas dinámicas.



Figura 6.17 Modo de falla de (a) hormigones con canto rodado y (b) piedra partida

La Tabla 6.8 resume los resultados obtenidos en las pruebas de impacto. Cada magnitud está acompañada del coeficiente de variación (entre paréntesis). Puede notarse, como se observaba en la Figura 6.16, que la E_C de todos los hormigones fue aproximadamente igual, la mayor resistencia a la fisuración la presentó el HRF preparado con canto rodado de 12 mm (CR), con una E_C de caso 130 J, considerando que los valores de energía total estuvieron alrededor de 600 J, esto representa un 20% de la E_T . Por lo general en los HRF los porcentajes de energía de fisuración y post fisuración (E_C-E_P), respecto a la E_T , fueron siempre dentro de ese mismo orden, en el caso del hormigón P la proporción fue 20-80%, en la mezcla R fue 15-85%, en PP fue 10-90% y en CR rondó los 15-85%.

Tabla 6.7 Resultados del ensayo de impacto en hormigones de la Serie 08

Hormigón	E_C J	COD_C μm	E_P J	V_C $\mu m/J$	E_T J
SP	76 (21)	93 (57)	57 (11)	102 (30)	133 (13)
SR	90 (22)	162 (63)	57 (30)	71 (48)	147 (12)
P	97 (24)	91 (10)	419 (25)	9 (32)	516 (20)
R	88 (28)	112 (53)	549 (14)	6 (18)	636 (12)
SPP	83 (21)	154 (60)	66 (24)	65 (21)	149 (15)
SCR	93 (18)	301 (38)	53 (16)	53 (46)	147 (14)
PP	78 (30)	112 (86)	606 (15)	5 (14)	684 (15)
CR	129 (17)	104 (56)	629 (17)	5 (17)	758 (17)

La mezcla que presentó el mejor desempeño en impacto, evaluada en términos de la energía total (E_T), fue la preparada con canto rodado de 12 mm (CR), mientras que la de menor performance fue la que contenía piedra partida de 19 mm (P). Esta última alcanzó una E_T 32% inferior que la primera.

Respecto a la abertura inicial de las fisuras (COD_C), como era de esperarse, las magnitudes fueron mayores para los hormigones simples que en los reforzados con fibras. Y en los HRF no se encontró una tendencia clara, ni afectación provocada por el tamaño y forma de los agregados. Respecto a la variabilidad de este parámetro, fue la variable con mayor dispersión, al igual que en series anteriores.

Así como se ha realizado en todas las Series, en la Figura 6.18 se resumen los datos de la Tabla 6.8. Las energías E_C , E_P y E_T están referidas al eje izquierdo y la V_C al eje de la derecha. Además, vale la pena resaltar que, en el caso de las mezclas sin fibras, en ocasiones la energía post fisuración (E_P) es menor al valor de energía en que aparece la fisura (E_C) lo que permite reiterar que el ensayo GIL ha sido diseñado para caracterizar HRF. La figura también permite ver la proporcionalidad inversa entre la energía total (E_T) y la tasa de apertura de fisuras (V_C), esto quiere decir que a medida que la E_T fue mayor la V_C disminuyó y viceversa.

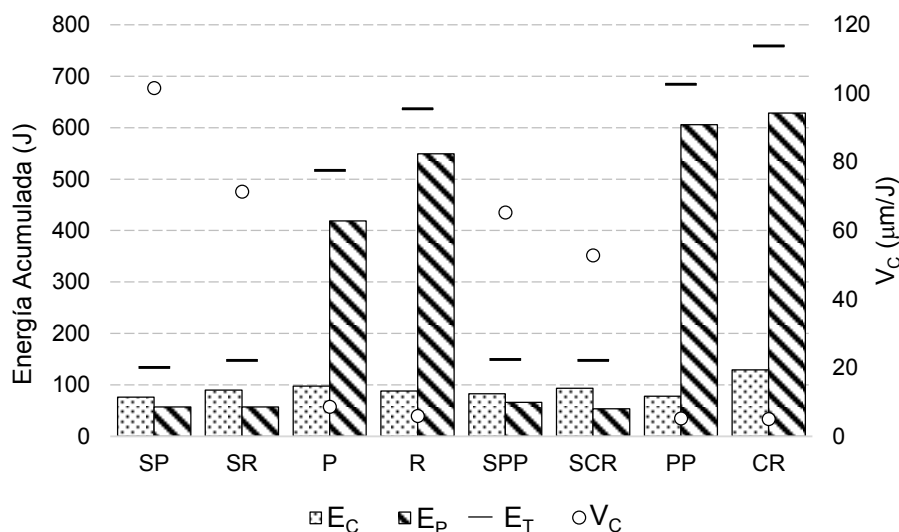


Figura 6.18 Parámetros de impacto de los hormigones de la Serie 08

6.4.3. Resultados de impacto versus parámetros estáticos

Con el objeto de analizar la correlación entre los parámetros estáticos del ensayo de flexión EN 14651 y los obtenidos en las pruebas de impacto con el método GIL, en la Figura 6.19 se representan en abscisas los valores de tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} , y en ordenadas las energías de fisuración (E_C) y total (E_T). No se observa correlación entre los resultados. Se puede observar que las variaciones del tipo de agregado y el tamaño máximo modificaron simultáneamente las propiedades en flexión estática y en impacto,

principalmente de los HRF. Esto ratifica la idea de que no es posible predecir la respuesta del material en base al volumen y tipo de fibras incorporadas, sino que se necesita evaluar el compuesto en cada dosificación, con los materiales a emplear en la obra. El HRF es un sistema cuya respuesta es sensible al cambio de cualquiera de sus variables. Ciertamente esta idea ya es bastante aceptada al hablar de la respuesta estática del HRF, pero es novedosa ante cargas de impacto repetidas. Se observa que a pesar de que dos HRF tengan tensiones residuales similares, no se garantiza una respuesta global similar. Note en la Figura 6.19a, el caso de las mezclas P y R, en que ambas tienen prácticamente la misma f_{R1} , pero su E_T es diferente. En la misma figura, al comparar las mezclas PP y CR se evidencia que, ante la reducción del tamaño del agregado grueso, aunque la f_{R1} estática resulte similar, no solo se puede ver afectada la E_T , sino también la E_C . Algo análogo se observa en la Figura 6.19b respecto a f_{R3} .

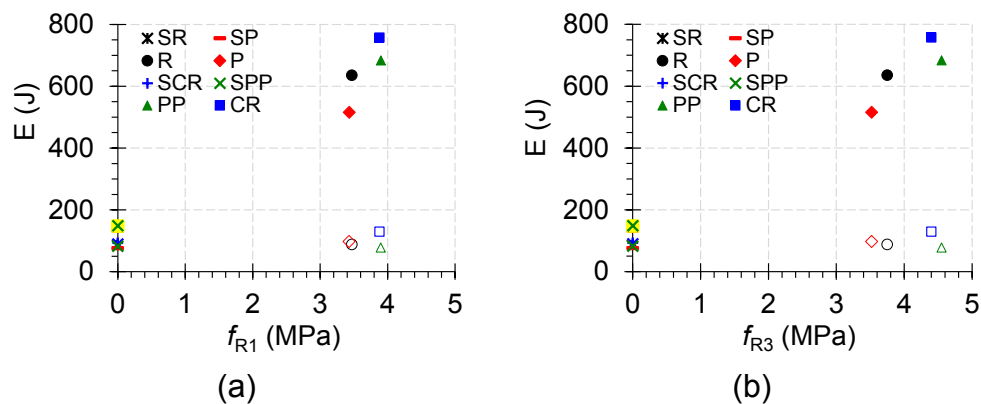


Figura 6.19 Variación de la tensión residual (a) f_{R1} y (b) f_{R3} frente a la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos).

Serie 08

Es lógico pensar que la capacidad residual del HRF afecte la forma en que crece la fisura en impacto; para analizar dicha influencia se representa en la Figura 6.20 la variación de la tasa media de fisuración (V_C) de todas las mezclas en función de las tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} . Al igual que en series anteriores se representa la V_C en escala logarítmica. Se observa una tendencia al descenso de la V_C con el aumento de las tensiones residuales, especialmente de la f_{R3} , sin embargo, en esta Serie las variaciones en la tasa de apertura de fisura fueron relativamente pequeñas. Lo cual muestra a la V_C como la variable de impacto, post fisuración, menos influenciada por el cambio de forma y tamaño máximo del agregado y esto refuerza aún más su capacidad de ponderar la influencia del tipo y dosis de fibras.

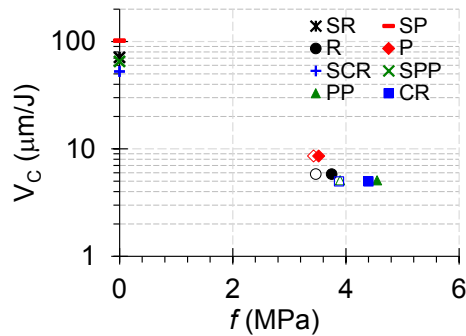


Figura 6.20 Variación de la tasa de fisuración (V_C) con las tensiones residuales f_{R1} (símbolos vacíos) y f_{R3} (símbolos rellenos). Serie 08.

Ya que en esta Serie se realizaron ensayos de caracterización estática a través del método Barcelona (Technical Committee AEN/CTN 83, 2010), en las Figuras 6.21 y 6.22 se construyeron curvas análogas a las mostradas en las Figuras 6.19 y 6.20, donde en lugar de emplear las residuales del ensayo de flexión f_{R1} y f_{R3} , se emplearon las tensiones $f_{ct0,5}$ y $f_{ct1,5}$ del ensayo de doble punzonado (Barcelona).

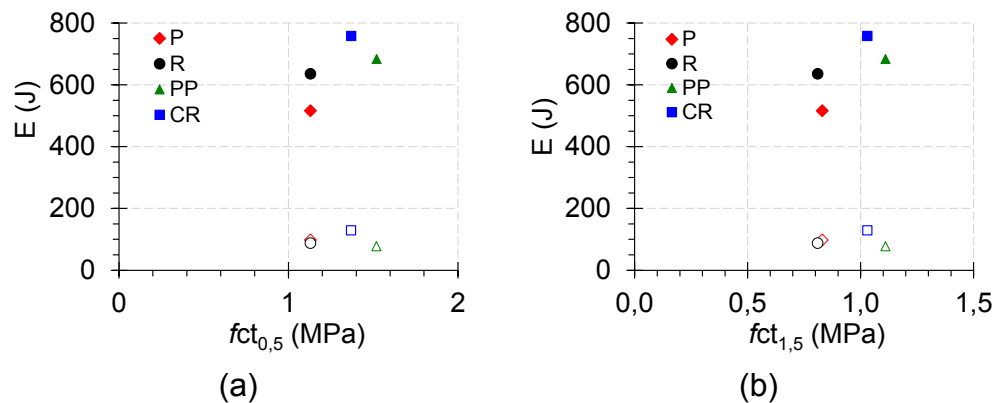


Figura 6.21 Variación de la tensión residual (a) $f_{ct0,5}$ y (b) $f_{ct1,5}$ con la energía de fisuración E_C (símbolos vacíos) y la energía total E_T (símbolos rellenos). Serie 08.

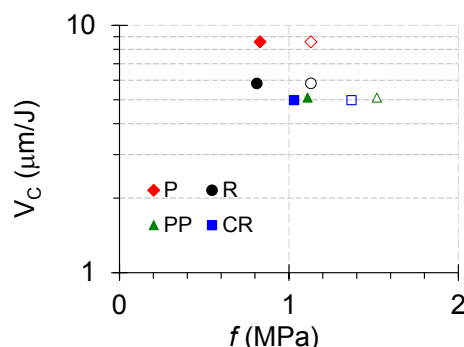


Figura 6.22 Variación de las tensiones residuales (a) $f_{ct0,5}$ (símbolos vacíos) y (b) $f_{ct1,5}$ (símbolos rellenos) con la tasa de fisuración (V_C). Serie 08.

Al igual que en las curvas Figuras 6.19 y 6.20, no se observa una correlación entre los resultados. La tendencia de estas nuevas curvas resulta

análoga a las generadas a partir los parámetros de flexión estática EN14651, aunque la magnitud de las tensiones residuales en el método Barcelona es de menor magnitud que en el ensayo de flexión. En la Figura 6.21 resalta especialmente el desempeño de los hormigones de TM 19 mm (P y R), nótese que, aunque las tensiones $f_{ct0,5}$ y $f_{ct1,5}$ resultaron prácticamente coincidentes en ambos hormigones, la respuesta global en impacto, medida a través de la E_T , no fue independiente del tipo de fibra. El canto rodado presentó mejor performance, especialmente en la etapa postfisuración, porque la E_C de ambas mezclas resultó idéntica. Una vez más, en esta respuesta influye la tortuosidad de las fisuras, potenciada por el despegue del canto rodado en la superficie de fractura. Como era de esperarse, la tasa de apertura de fisura entre estos mismos hormigones presenta una respuesta inversa, y la piedra partida beneficia una mayor velocidad de crecimiento del ancho de fisura.

De la comparación de las mezclas que contenían agregados de menor tamaño (12 mm), puede verse que una respuesta en ensayos estáticos relativamente mejor, no precisamente significa que en impacto suceda de igual manera. En este caso, aunque el hormigón con piedra partida (PP) exhibió los mayores valores de $f_{ct0,5}$ y $f_{ct1,5}$, fue el hormigón con canto rodado CR que alcanzó mayores E_C y E_T .

6.4.4. Comentarios y conclusiones

A fin de estudiar la influencia del agregado grueso sobre la respuesta al impacto del HRF se prepararon mezclas con igual contenido y dosis de una macrofibra de acero, variando las características del agregado, se utilizaron piedra partida y canto rodado en dos tamaños máximos cada uno (12 y 19 mm), y se estudiaron hormigones con y sin fibras, lo cual dio lugar a ocho mezclas, cuatro simples y cuatro reforzadas con fibras. Las principales observaciones se indican a continuación:

- La forma y tamaño máximo del agregado modifican la respuesta del compuesto tanto ante cargas estáticas como frente a impactos.
- El método de ensayo GIL fue útil para detectar la influencia del agregado en la respuesta al impacto, antes de la fisuración y en estado fisurado.
- El agregado con menor tamaño máximo propició un mejor desempeño del compuesto, lo que se atribuye a que permitió que más fibras ejerzan una acción de costura en el plano de propagación de la fisura principal.
- El canto rodado empleado promovió la formación de superficies de fracturas más tortuosas debido a que principalmente se despegó sin fracturarse, lo cual ocasionó mayor performance de los hormigones con respecto a la piedra partida empleada.
- No se encontró una correlación entre los parámetros estáticos de los ensayos de flexión EN 14651 y de doble punzonado UNE 83515, frente a los parámetros de la prueba de impacto GIL. Hormigones con similares

tensiones residuales presentaron distintas energías de fisuración (E_C), post fisuración (E_P) y total (E_T).

- La tasa de apertura de fisura (V_C) fue la variable post fisuración del ensayo GIL menos afectada por la variación de los agregados. Esta observación refuerza la propuesta de uso de la V_C como una herramienta de caracterización de la respuesta al impacto que permite visualizar el efecto del tipo y contenido de fibras utilizadas.

Capítulo VII

Discusión

7.1. Introducción

El objeto de esta tesis es evaluar la respuesta del Hormigón Reforzado con Fibras (HRF) frente a impactos, considerando el efecto de impactos sucesivos sobre el crecimiento del ancho de fisura. A la vez, estudiar la vinculación de dicha respuesta con las propiedades residuales del material determinadas en ensayos estáticos. En este sentido se diseñó un método de ensayo basado en la caída gravitacional de un peso, con cargas crecientes. Este método se validó experimental, estadística y numéricamente. También se compararon sus resultados frente a los obtenidos con el ensayo propuesto por el comité ACI-544. El método permitió estudiar la respuesta de HRF que contenían distintos tipos y volumen de fibras, así como diferentes características del hormigón de base (nivel de resistencia, forma y tamaños de agregados). En este capítulo se presenta una síntesis y análisis global de los resultados obtenidos, analizando la vinculación entre los resultados en impacto frente a los obtenidos en la prueba de flexión estática EN 14651.

7.2. Síntesis de los resultados

En la tesis se llevaron a cabo ocho Series de pruebas, de las cuales siete fueron experimentales y la restante con modelos numéricos. Los resultados obtenidos en las Series experimentales se muestran en la Tabla 7.1, donde se indica el nombre de cada hormigón, en concordancia con lo pautado desde el Capítulo III (Tabla 3.7); el tipo y dosis de fibra utilizada, en base a la caracterización de las fibras y dosificación de las mezclas (Tablas 3.6 y 3.7), los valores medios de resistencia a la compresión (f_c), de la tensión de fisuración (f_L) y las residuales f_{R1} y f_{R3} del ensayo EN 14651; y de los parámetros del ensayo de impacto (GIL): energías de fisuración (E_C), post fisuración (E_P) y total (E_T), abertura inicial de la fisura (COD_C) y tasa de apertura de fisura (V_C). Los detalles procedimentales y el análisis por Serie de estos resultados se encuentran en los Capítulos II al VI.

Tabla 7.1 Síntesis de los resultados de caracterización estática y ensayos de impacto (GIL)

Serie	Hormigón		EN 14651				Impacto (GIL)				
	ID	fibra/dosis (ID/kg/m ³)	f _c	f _L	f _{R1}	f _{R3}	E _C	COD _C	E _P	V _C	E _T
				(MPa)			(J)	(μm)	(J)	(μm/J)	(J)
01	A	S/50	40,0	4,00	5,40	5,20	No se empleó el método GIL				
	B	Pi/4	35,0	4,00	0,70	0,50					
02	M1	S/30	48,7	4,62	5,46	4,49	85	90	508	7,3	593
	M2	P/4	55,7	4,81	0,74	0,22	75	145	38	127,3	114
	M3	-	57,9	3,41	-	-	67	1184	17	135,0	85
03	-	S/30	54,0	4,66	4,68	5,44	96	38	863	5,0	959
05	S	S/30	37,0	4,26	3,02	3,34	113	54	483	8,0	596
	P	Pii/5	50,0	5,09	1,96	2,50	110	46	1107	8,0	1217
06	R	-	44,2	4,10	-	-	103	751	22	191,0	125
	S25	S/25	44,5	4,80	3,50	3,20	104	116	215	18,0	319
	S50	S/50	44,8	4,90	5,30	4,70	111	69	670	7,0	780
	G6	G/6	47,1	4,70	1,80	0,90	89	91	180	25,0	269
	G12	G/12	46,6	4,90	2,90	1,70	114	111	221	19,0	334
	P5	Pii/5	47,3	4,50	1,80	1,90	95	96	589	5,0	684
	P10	Pii/10	46,3	4,40	2,70	3,80	102	119	1183	2,0	1285
07	H1	S/30	44,2	4,90	3,80	3,50	96	69	530	7,0	625
	H2	S/30	55,2	5,30	4,10	4,40	87	64	585	6,8	671
	H3	S/30	67,1	5,50	4,50	4,50	116	42	665	6,2	782
08	SP	-	34,0	4,16	-	-	76	93	57	101,5	133
	SR	-	29,3	4,08	-	-	90	162	57	71,3	147
	P	S/30	32,0	5,24	3,43	3,52	97	91	419	8,6	516
	R	S/30	31,6	4,26	3,47	3,75	88	112	549	5,8	636
	SPP	-	33,9	3,91	-	-	83	154	66	65,2	149
	SCR	-	31,7	3,88	-	-	93	301	53	52,7	147
	PP	S/30	33,3	4,56	3,90	4,55	78	112	606	5,1	684
	CR	S/30	32,5	4,12	3,88	4,40	129	104	629	5,0	758

La tesis incluyó el estudio de HRF con un amplio rango de resistencias, nótese que, aunque en su mayoría fueron mezclas de resistencia convencional, también se evaluó una mezcla de alta resistencia (>60 MPa). Desde el punto de vista del HRF, las Series incorporaron mezclas con distintas capacidades residuales y clases resistentes, según la propuesta del *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (*fib*), 2012), preparadas a partir de macrofibras de distintos materiales.

En la Figura 7.1 se muestra la variación de la energía de fisuración (E_c) frente a: la resistencia a la compresión (f_c) y ante la tensión de primera fisura (f_L).

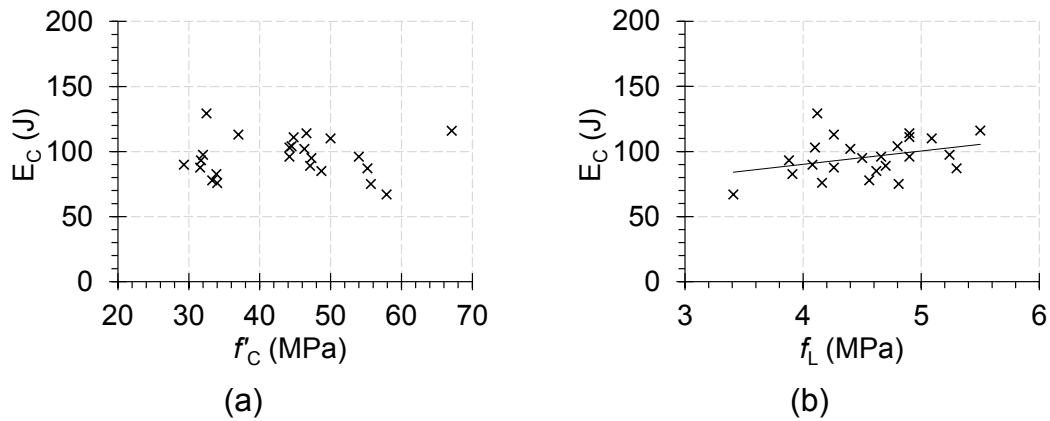


Figura 7.1 Energía de fisuración (E_C) en función de: (a) la resistencia a la compresión (f_c) y (b) la tensión de fisuración (f_L) en hormigones de las Series 02 a 08.

En la Serie 06, en que se investigó la influencia del tipo y la dosis de fibra en el HRF, se observó que la E_C no fue modificada sustancialmente por el refuerzo de la mezcla, y surgió la hipótesis que esta variable dependía principalmente de las características del hormigón de base. Luego, en la Serie 07, donde se estudió la influencia de la resistencia de la matriz en el desempeño en impacto, se ratificó que la E_C varió con la f_c , en ese caso a mayor valor de resistencia, aumentó la E_C . Pero en la Serie 08, donde se estudiaron mezclas de igual resistencia, preparadas con distintos tipos y tamaños máximos de agregado, se encontró que, además de la resistencia a compresión, las características del agregado afectan la energía de fisuración. En la Figura 7.1a, que combina los resultados obtenidos en todas las mezclas preparadas en esta tesis, queda en evidencia que la resistencia del compuesto a fisurarse en impacto no es proporcional a la f_c , sino que es la convolución de varios factores. Nótese, por ejemplo, que una mezcla con f_c mayor a 60 MPa presentó una E_C incluso inferior a uno de aproximadamente 32 MPa. Véase también que, la segunda mezcla más resistente presentó la menor E_C . En definitiva, se incurriría en un error al tratar de deducir la resistencia a la fisuración en impacto, en términos de la E_C , solo en base a la resistencia a compresión (f_c).

Por otra parte, al representar los valores de E_C frente a la tensión de fisuración (f_L) del ensayo de flexión de la norma EN 14651 (Figura 7.1b), se ve un comportamiento ligeramente diferente; en este caso los valores de E_C fueron propensos a aumentar a medida que creció la f_L (ver línea de tendencia), pero en una medida relativamente reducida (≈ 15 J/MPa de f_L).

Una práctica frecuente al estudiar HRF, ha sido representar parámetros del hormigón en base a la dosis de fibras empleadas; en este sentido, en la Figura 7.2 se representa la energía total (E_T), variable global de la prueba de impacto (GIL), frente a la dosis de refuerzo que incorporaban las mezclas solo para el caso de los HRF de acero (S). Se observa como, por lo general el aumento en la dosis de fibra provoca un aumento de la E_T ; sin embargo, se aprecia gran variabilidad entre las diversas mezclas que contenían 30 kg/m³ de

fibras, incluso algunas registraron valores de E_T igual o mayor a la alcanzada por el HRF con 50 kg/m^3 . Queda en evidencia, una vez más, que además del contenido de fibra, la calidad y características de la mezcla base afectan la performance en impacto del HRF. Recuérdese que los hormigones considerados en la Figura 7.2 tienen diferentes dosificaciones de la mezcla de base, y el método es capaz de ponderar esas diferencias.

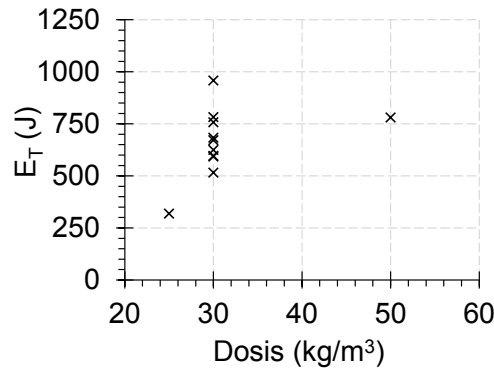


Figura 7.2 Energía total (E_T) en función de la dosis de fibra de acero.

Conforti et al (Conforti, Zerbino, & Plizzari, 2018) demostraron que, en el caso de vigas de HRF armadas con barras convencionales, el control de la fisuración estaba relacionado con la capacidad residual del HRF, independientemente del tipo de fibra y la dosis empleada; variables como: la deflexión, el ancho y espaciamiento de fisuras, la deformación unitaria del tercio central la viga y la carga máxima, resultaron linealmente dependientes de las tensiones residuales f_{R1} y/o f_{R3} .

Para analizar si existe una correlación de los parámetros de impacto derivados del método GIL con las tensiones residuales del ensayo estático EN 14651 se representan en las Figuras 7.3a y 7.3b, donde se presentan las energías de fisuración (E_C) y total (E_T) en función de las tensiones f_{R1} y f_{R3} respectivamente. Nótese que la E_T ha sido discretizada por tipo de fibra. Como puede observarse, a nivel global no surge una correlación clara entre la E_T y las tensiones residuales, pero se nota una sectorización de cada grupo de HRF. Lo cual confirma lo concluido en la Serie 06: que la relación entre las tensiones residuales en la flexión estática y los parámetros de impacto, no es independiente del tipo de fibra.

Resulta interesante analizar la Figura 7.3c, que muestra en forma similar a las Figuras 7.3a y 7.3b, la variación de las energías E_C y E_T en función de la relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} en lugar de los valores individuales de estas. Esta alternativa se inspiró en la clasificación propuesta en el *fib* Model Code 2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2012), donde la clase de HRF depende del cociente de estas mismas residuales.

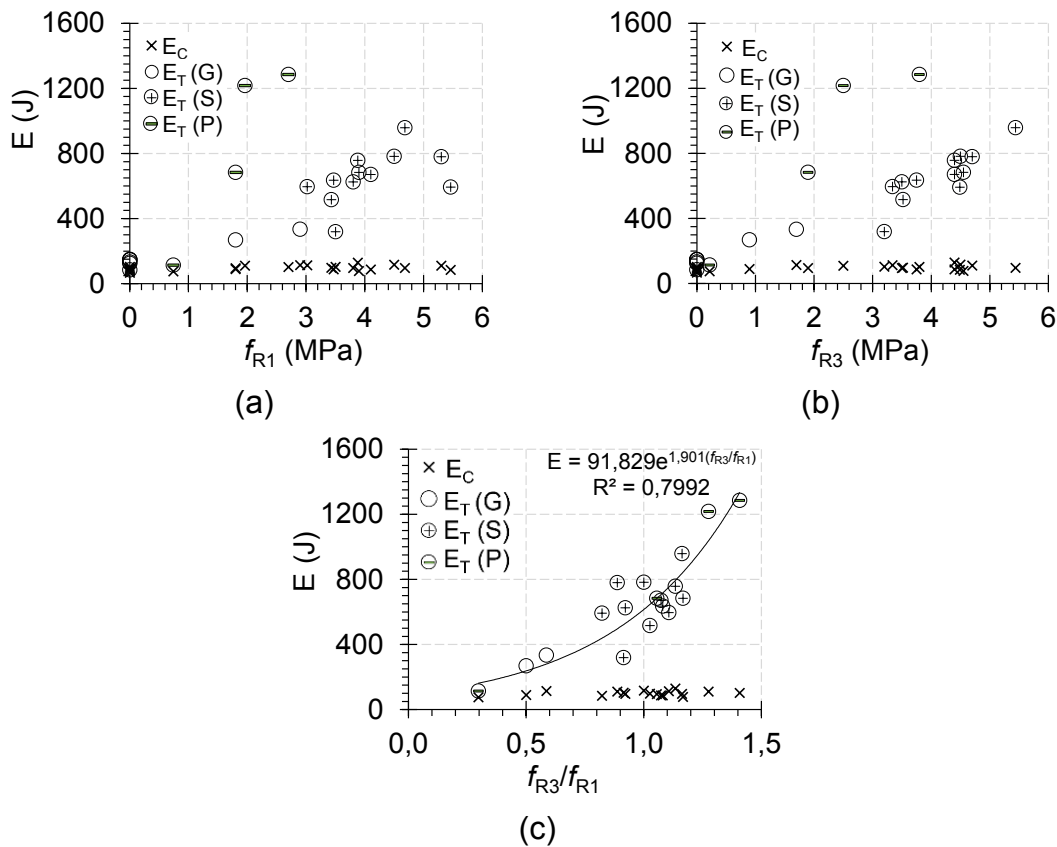


Figura 7.3 Tensión residual (a) f_{R1} , (b) f_{R3} y (c) relación f_{R3}/f_{R1} de la prueba de flexión estática EN14651, frente a la energía de fisuración (E_C) y la energía total (E_T) del ensayo de impacto, en hormigones de las Series 02 a 08.

Vivas et al (Vivas, Zerbino, Torrijos, & Giaccio, 2020) aplicaron una técnica similar para analizar la influencia de la clase de HRF en la resistencia al impacto. A diferencia de las Figuras 7.3a y 7.3b, en la Figura 7.3c se observa una clara tendencia creciente en los valores de energía total (E_T) en función de la relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} , independientemente del tipo de fibra. La curva de mejor ajuste fue del tipo exponencial con un R^2 de 80%, lo cual es más que aceptable. Esto advierte que, la resistencia al impacto del HRF no depende de los valores individuales de tensiones residuales, sino en gran medida de la pendiente de la rama postfisuración, lo cual refleja el tipo de comportamiento del material (ablandamiento, endurecimiento o intermedio).

En la Figura 7.4 se empleó el mismo procedimiento que en la Figura 7.3, pero en lugar de representar los parámetros de energía obtenidos en el ensayo de impacto, se graficó la tasa de apertura de fisura (V_C). Al igual que ocurrió con las energías de fisuración (E_C) y total (E_T), no se evidencia una correlación entre las variables comparadas individualmente, aunque se divisa una tendencia a la disminución de la V_C con el incremento de las tensiones residuales. Este efecto se aprecia mejor en la Figura 7.4b, donde se encontró una correlación exponencial con un coeficiente de ajuste de 84%. Con lo cual se verifica que la relación de residuales (f_{R3}/f_{R1}) como el parámetro de mejor correlación con las variables derivadas del ensayo de impacto diseñado (GIL).

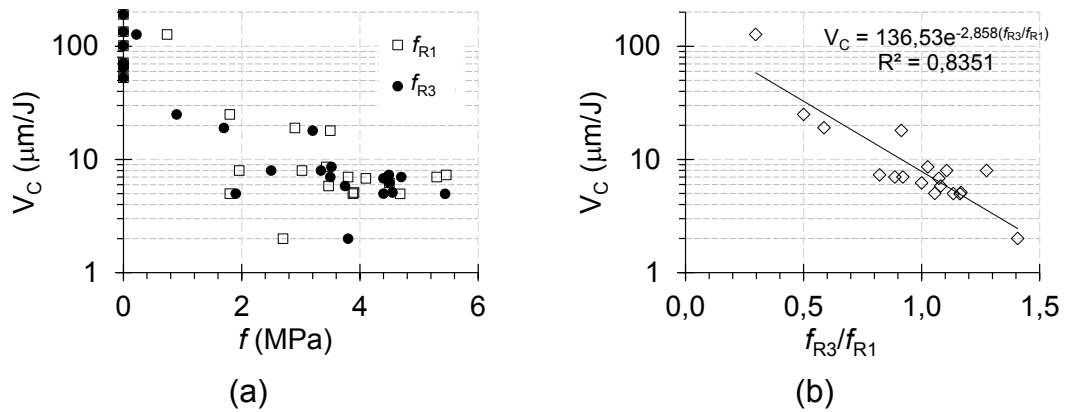


Figura 7.4 (a) Tensiones residuales f_{R1} y f_{R3} y (b) relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} , de la prueba de flexión estática EN14651, frente a la tasa de fisuración (V_C) del ensayo de impacto en hormigones de las Series 02 a 08.

Como muestra la Figura 7.5, donde se graficaron los valores de energía total (E_T) frente a los de la tasa de apertura de fisura (V_C), también se encontró una buena correlación entre estos dos parámetros obtenidos en el ensayo de impacto (GIL). La curva de mejor ajuste fue del tipo potencial (inversa), con un $R^2=85\%$. Es de resaltar que las mezclas con menor velocidad de apertura fisura, pero con mayores valores de energía total, fueron los que incorporaron fibras de acero (S) y polimérica (P), caso contrario ocurrió en las mezclas que incorporaron fibras de vidrio (G) y las mezclas sin fibras (sf). Esta correlación abre la posibilidad de la predicción de la E_T o V_C en función de la otra variable.

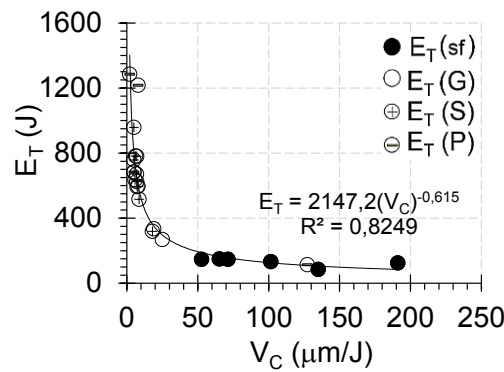


Figura 7.5 Variación de la energía total (E_T) con la tasa de apertura de fisura (V_C) del ensayo de impacto en hormigones de las Series 02 a 08.

Finalmente, en aras de ponderar el grado de influencia que tiene cada aspecto estudiado en el Capítulo VI, sobre la respuesta al impacto del HRF, se presenta la Figura 7.6, en que se compara la variación porcentual de la energía total (E_T) y la tasa de apertura de fisura (V_C), de cada hormigón las Series 06 a la 08. La barra y símbolo rellenos de cada gráfica, indican la mezcla que ha sido tomada como referencia. En la Figura 7.6a puede verse que, En todos los casos, el refuerzo incrementó la E_T , en diferente medida con cada tipo de fibra, la mejora fue mayor en los hormigones reforzados con fibras poliméricas, seguido de los HRF de acero y vidrio. Por otra parte, la dosis de fibra también incrementa

la resistencia al impacto, el efecto es relativamente más pronunciado cuando el HRF contiene fibras de acero y menos significativo cuando el refuerzo es con fibras de vidrio. Respecto a la V_C , las fibras que mejor desempeño mostraron, fueron las fibras poliméricas, seguidas de las fibras de acero y vidrio respectivamente.

En la Figura 7.6b, donde se comparan los HRF de distintas resistencias (f_c), se observa que, aun cuando se incrementa la f_c de 44 a 67 MPa aproximadamente, que es poco menos del 50%, el aumento en la E_T , respecto a la mezcla menos resistente, es poco (<30%). La principal mejora que aporta este incremento de la f_c es la reducción, casi a la mitad de la V_C .

La Figura 7.6c muestra que los cantos rodados beneficiaron en mayor medida la resistencia al impacto, pero relativamente el incremento fue mayor en mezclas con menor tamaño máximo de agregado. En todos los casos las magnitudes de la E_T se incrementaron menos del 50%. Los hormigones con cantos rodados y el de piedra partida de menor tamaño máximo, produjeron una reducción de V_C del orden 60-70%.

Al comparar todas las series entre sí, se evidencia que el tipo y dosis de fibra resultaron los factores de mayor peso en el desempeño en impacto del HRF. Otros factores de menor influencia, ordenados en forma decreciente, son: la forma, tamaño del agregado, y la resistencia a la compresión de la matriz.

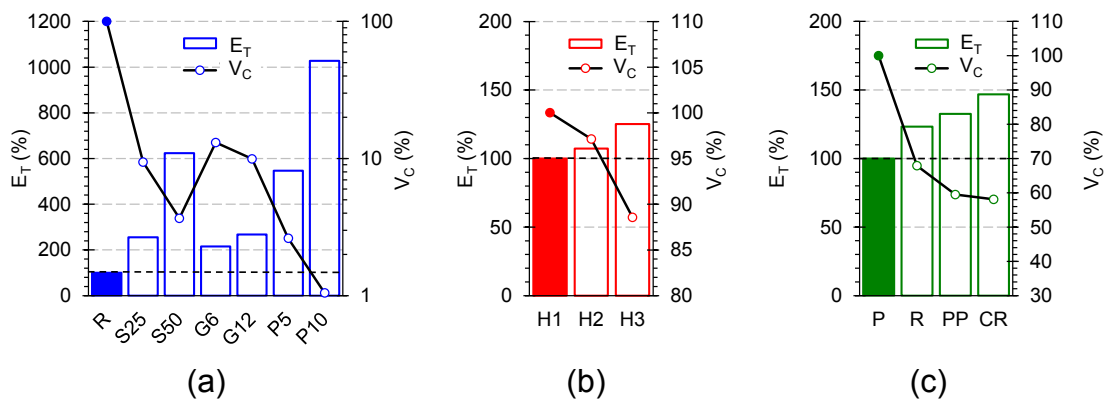


Figura 7.6 Incremento porcentual de la energía total (E_T) y tasa de apertura de fisura (V_C), en las Series (a) 06, (b) 07 y (c) 08.

Capítulo VIII

Conclusiones

8.1. Introducción

En cada Sección, a lo largo de este trabajo, se han ido puntualizando las conclusiones parciales surgidas de cada Serie. En el Capítulo VII se analizaron los resultados globales de la tesis, observando especialmente, la vinculación entre los resultados obtenidos en ensayos de impacto y los provenientes de las pruebas de flexión estática. Se presentan a continuación las conclusiones generales más relevantes, así como algunas necesidades de estudio futuro.

8.2. Conclusiones

8.2.1. Relativas al ensayo de impacto (GIL):

- El ensayo propuesto (GIL) es sencillo, de rápida implementación y económico; y permite valorar la resistencia a la fisuración del hormigón por impacto como así también su capacidad residual en estado fisurado.
- La valoración de la respuesta en estado fisurado y la definición de parámetros de caracterización a tal efecto, es fundamental para su uso en la caracterización del HRF. Cabe agregar que es un ensayo factible de realizar en cualquier parte del mundo y admite la implementación de diversas técnicas para la medida del crecimiento de la apertura de fisura.
- El método GIL se centra en la evaluación del material, no persigue describir el comportamiento de elementos de escala real. Los impactos proporcionados en el ensayo son repetidos y de baja velocidad, por medio de la caída de un proyectil, con altura creciente. Con la configuración propuesta, el espécimen se ve sometido principalmente a tracción por flexión en impacto. La prueba no evalúa la respuesta del material durante el choque, el método evalúa el daño residual posterior a la acción de las cargas.

8.2.2. Con respecto a la validación del método:

- El método GIL permite evaluar HRF con diferentes desempeños, incluso hormigón simple a efectos de comparación. Los parámetros de evaluación

propuestos son representativos del material, proporcionan información tanto de la resistencia a la fisuración como del comportamiento del estado fisurado.

- Los principales parámetros de impacto de la prueba son la energía total (E_T) y la tasa de crecimiento del ancho de fisura (V_C), que son sensibles al tipo y contenido de fibras, también a las características del hormigón de base, que afectan el desempeño. La energía de fisuración (E_C), no depende sustancialmente de la capacidad residual del hormigón.
- La de energía acumulada total (E_T) es el parámetro global de la prueba de impacto GIL, que considera la resistencia del material a la fisuración y el desempeño en estado fisurado, mostrando valores de CV aceptables (< 20%). Para evaluar el HRF en base a la E_T , seis ensayos son suficientes para obtener un Error inferior al 15% con un Nivel de Confianza del 90 %. En el caso de que el método se utilice para el control de calidad (aceptar o rechazar un HRF) tres pruebas podrían ser suficientes.
- Aunque la abertura inicial de la fisura (COD_C) evidencia la contribución del tipo y contenido de las fibras en la resistencia al impacto, así como la influencia de las características del hormigón de base, su variabilidad es alta y solo puede proporcionar información cualitativa.
- La mayoría de los parámetros propuestos en el método GIL surgen de la medición de la energía empleada por lo que dependen de la geometría del espécimen. El método es sensible a las variaciones de ancho y la altura útil de la muestra, luz libre entre apoyos y la masa del proyectil. El ancho de la probeta y la masa del proyectil son las variables que más efecto tienen sobre los resultados. Por tal motivo, se propuso un método de corrección para variaciones menores de cada variable, basado en ecuaciones empíricas a partir de los resultados experimentales. Los factores de corrección consideran la relación entre la variable real y la propuesta para la prueba, proporcional o potencialmente afectada por una constante k_i .
- A través de un modelo computacional se halló que, en un impacto, los valores máximos de tensiones se producen aproximadamente 0,1 ms después de la carga máxima y que incluso para vigas con profundidad de entalla pequeña, el daño del material se concentra en la zona de la entalla y crece en dirección vertical hacia el punto de aplicación de carga. Lo cual se interpreta como la aparición de una fisura, y explica por qué en los ensayos, a pesar de la baja esbeltez de los especímenes, se presenta una falla compatible con una falla por flexión. Cuando se reduce el ancho de la viga o se aumenta la masa del proyectil se incrementan las probabilidades de alcanzar una falla por corte antes que la falla por flexión.
- El método GIL presenta menores valores de CV que los exhibidos por la prueba del comité 544 del ACI. En ambos métodos, la variabilidad de los parámetros postfisuración fue menor que los de la etapa previa a la primera

fisura, aunque el método ACI-544 requiere mayores niveles de energía que la prueba GIL para alcanzar tanto la fisuración, como la falla de la muestra.

8.2.3. Con respecto a la resistencia al impacto del HRF:

- La incorporación de fibras aumenta la capacidad del hormigón frente a cargas de impacto, dicha mejora depende del tipo y contenido de fibras, pero se ve afectada por la resistencia a la compresión, y la forma y tamaño de los agregados. Se observaron incrementos en la tenacidad del hormigón principalmente después de la fisuración de la matriz y en especial en el caso de HRF poliméricas y de acero.
- Las fibras de acero mostraron mejoras tanto en el agrietamiento como en la fase postfisuración. El hormigón reforzado con macrofibras poliméricas fue particularmente eficiente en grandes aberturas de fisuras. La principal contribución de las macrofibras de vidrio se produce para pequeñas aberturas de fisura.
- El incremento de la resistencia a la compresión (f'_c) del hormigón mejora el desempeño en impacto antes y después de la fisuración, lo que se evidencia en los aumentos de las energías de fisuración (E_C), postfisuración (E_P) y total (E_T). En el caso de HRF que contuvieron fibras de acero la E_C se incrementó más notablemente a partir de altas resistencias estáticas ($f'_c > 60$ MPa), la E_P y E_T fueron los parámetros más beneficiados por el incremento de la f'_c , y la V_C se mantuvo prácticamente constante a pesar del aumento de la resistencia estática.
- La forma y el tamaño máximo del agregado modifican la respuesta del compuesto ante cargas estáticas y frente a impactos. El agregado con menor tamaño máximo propició un mejor desempeño del compuesto, lo que se atribuye a que permite una mejor distribución de las fibras. En el caso estudiado las partículas más redondeadas y resistentes promovieron la formación de superficies de fracturas más tortuosas y, en consecuencia, una mayor performance del HRF.
- El concepto de tasa de crecimiento de la abertura de la fisura (V_C) permite evaluar la resistencia al impacto del HRF. La magnitud de esta variable es sensible a las variables indicadas. La V_C depende principalmente del tipo y cantidad de fibras; mientras que su magnitud depende en menor medida de la resistencia a compresión del HRF o de la forma y tamaño de los agregados.

8.2.4. Con respecto a la vinculación entre los resultados de impacto y los parámetros de caracterización estática:

- Se encontró un ajuste del tipo exponencial ($R^2 = 80\%$), entre la energía total (E_T) del ensayo de impacto GIL y la relación de tensiones residuales f_{R3}/f_{R1} , esto es con la pendiente de la rama postfisuración de la curva (tensión-CMOD) derivada del ensayo de flexión estática. La resistencia al impacto del

HRF, evaluada en términos de la E_T , no se vincula en forma directa con los valores individuales de tensiones residuales.

- Se encontró una correlación exponencial con un coeficiente de ajuste de 84% entre la tasa de apertura de fisura (V_C) y la relación de tensiones f_{R3}/f_{R1} . Esto no se encontró al considerar por separado cada una de las tensiones residuales.
- Se verifica la relación de residuales (f_{R3}/f_{R1}) como el parámetro de mejor correlación con los parámetros derivados del ensayo de impacto diseñado en esta tesis (GIL).
- Se encontró una buena correlación ($R^2=85\%$) entre los valores de energía total (E_T) y la tasa de apertura de fisura (V_C). El mejor ajuste fue del tipo potencial inverso. Las mezclas con menor velocidad de apertura fisura, y mayores valores de energía total, fueron los que incorporaron fibras de acero (S) y macrofibras poliméricas (P).
- Para los hormigones estudiados en esta tesis, la dosis y el tipo de fibras resultaron los factores de mayor peso en el desempeño en impacto del HRF, medido en base al incremento porcentual de la E_T y V_C ; otros factores de menor influencia, ordenados en forma decreciente, son: la forma, tamaño del agregado y la resistencia a la compresión de la matriz.

8.3. Necesidades de estudio futuro

El método propuesto permite la evaluación a nivel de material de distintos HRF. Es una prueba sencilla, económica y con una variabilidad dentro de los parámetros comúnmente encontrados. Los resultados obtenidos proporcionan un buen panorama inicial de la respuesta del HRF frente a impactos.

Aunque en la tesis se prepararon hormigones que incorporaron cuatro tipos de fibras de distintos materiales, la variedad de fibras disponibles y los continuos avances en su formulación, ameritan investigar el desempeño de hormigones con otras variantes, así como el efecto de combinaciones híbridas entre micro y macrofibras.

En este trabajo se evaluaron, en su mayoría, mezclas de resistencia convencional, sería interesante aplicar el método para evaluar hormigones de alta y ultra alta resistencia que tienen numerosas aplicaciones en estructuras sometidas a impacto.

Por otra parte, es conveniente realizar ensayos estructurales de HRF a escala real y analizar la vinculación de los resultados obtenidos en pruebas tipo GIL.

Para avanzar en estudios con modelos numéricos es menester realizar pruebas instrumentadas para calibración de los mismos. El avance en este sentido permitirá una comprensión más profunda del desempeño del material y el diseño de estructuras potencialmente sometidas a este tipo de sollicitaciones.

Capítulo IX

Referencias

- ACI Committee 544. (1999). *Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete 544.2R-89. ACI (Vol. 544.2R)*.
- ACI Committee 544. (2017). *Report on Measuring Mechanical Properties of Hardened Fiber Reinforced Concrete. ACI 544.9R-17*.
- American Society for Testing and Materials. (1997) *ASTM E436 – 03 Standard Test Method for Drop-Weight Tear Tests of Ferritic Steels*. 91 ASTM Book of Standards.
- American Society for Testing and Materials. (2002) *ASTM E23 - 02 Standard Test Methods for Notched Bar Impact Testing of Metallic Materials*.
- American Society for Testing and Materials. (2003a) *ASTM D 1557-00 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*
- American Society for Testing and Materials. (2003b) *ASTM A370 - 03 Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*.
- American Society for Testing and Materials. (2005) *ASTM C 1609/C 1609M-05 Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)*.
- American Society for Testing and Materials. (2000). *ASTM E208-17(2018) Standard Test Method for Conducting Drop-Weight Test to Determine Nil-Ductility Transition Temperature of Ferritic Steels*.
- American Society for Testing and Materials. (2006). *ASTM C 469 – 02 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson ' s Ratio of Concrete*. Annual Book of ASTM Standards, i, 2–6.
- American Society for Testing and Materials. (2012). *ASTM C1550-12 Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*. Annual Book of ASTM Standards, 1–14.
- Aráoz, G. F. (2012). *Modelo para hormigón bajo cargas explosivas* [Tesis doctoral]. Universidad Nacional de Tucumán.
- Badr, A., y Ashour, A. F. (2005). *Modified ACI drop-weight impact test for concrete*. ACI Materials Journal, 102(4), 249–255.

- Baeră, C., Szilagyı, H., y Criel, P. (2016). *Concrete Structures Under Impact Loading: General Aspects*. Urbanism. Arhitectură. Construcții, 7(3).
- Banthia, N., Mindess, S., y Trottier, J.-F. (1996). *Impact Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, 93(5), 472–479.
- Banthia, N., Mindess, S., y Bentur, A. (1987). *Impact behaviour of concrete beams*. *Materials and Structures*, 20(4), 293–302.
- Banthia, N., Mindess, S., Bentur, A., y Pigeon, M. (1989). *Impact testing of concrete using a drop-weight impact machine*. *Experimental Mechanics*, 29(1), 63–69.
- Banthia, N., Mindess, S., y Trottier, J.-F. (1996). *Impact Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, 93(5), 472–479.
- Banthia, N. (1987). *Impact Resistance of Concrete* [Tesis doctoral]. The University of British Columbia.
- Banthia, N., y Gupta, R. (2006). *Influence of polypropylene fiber geometry on plastic shrinkage cracking in concrete*. *Cement and Concrete Research*, 36(7), 1263–1267.
- Barr, B., y Bouamra, A. (1988). *Development of a repeated drop-weight impact testing apparatus for studying fibre reinforced concrete materials*. *Composites*, 19(6), 453–466.
- Barragán, B., Gettu, R., Agulló, L., y Zerbino, R. (2006). *Shear failure of steel fiber-reinforced concrete based on push-off tests*. ACI Materials Journal, 103(4), 251–257.
- Bentur, A., y Mindess, S. (2007). *Fibre Reinforced Cementitious Composites (2nd ed.)*. Taylor & Francis.
- Bindiganavile, V., y Banthia, N. (2001). *Polymer and steel fiber-reinforced cementitious composites under impact loading - Part 1: Bond-slip response*. ACI Materials Journal, 98(1), 10–16.
- Bischoff, P. H., y Perry, S. H. (1991). *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*. *Materials and Structures*, 24(6), 425–450.
- Carrasco, M. F., Rautenberg, D. P., y Positieri, M. J. (2022). *Hormigón drenante : diseño , características y aplicaciones*. *Revista Hormigón*, 61(enero-junio 2022), 5–23.
- Centro de Ayuda de Matlab. (2022). Imagen en escala de grises de clase double. Retrieved June 24, 2022, from https://la.mathworks.com/help/matlab/creating_plots/image-types.html
- Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2005). *Reglamento CIRSOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón*.
- Chakradhara Rao, M., Bhattacharyya, S. K., y Barai, S. V. (2011). *Behaviour of recycled aggregate concrete under drop weight impact load*. *Construction and Building Materials*, 25(1), 69–80.

- Codina, R., Ambrosini, D., y de Borbón, F. (2012). *Estudio numérico de explosiones confinadas en ambientes urbanos*. En *Mecánica Computacional XXXI*, (pp. 2199–2218). Salta, Argentina.
- Comite Euro-Internacional du Beton. (1988). *Concrete Structures Under Impact and Impulsive Loading*. Bulletin D'Information N° 187 (Vol. 187).
- Conforti, A., Minelli, F., Plizzari, G. A., y Tiberti, G. (2018). *Comparing test methods for the mechanical characterization of fiber reinforced concrete*. *Structural Concrete*, 19(3), 656-669.
- Conforti, A., Zerbino, R., y Plizzari, G. A. (2019). *Influence of steel , glass and polymer fibers on the cracking behavior of reinforced concrete beams under flexure*. *Structural Concrete*, 20(1), 133-143.
- Daudeville, L., y Malécot, Y. (2011). *Concrete structures under impact*. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(January), 101–140.
- da Silva Oliveira, K. C., Silva Dias, G., Freire de Carvalho, I. Q., Alcides de Moraes Silva, W. B., Pereira Freitas, D. J., Ferrario Várady Filho, C. A., y da Silva Ramos Barboza, A. (2021). *Fiber Reinforced Concrete Crack Opening Evaluation Using Digital Image Correlation Techniques*. En P. Serna (Ed.), *RILEM-fib X International Symposium on Fibre Reinforced Concrete* (pp. 270–278). Valencia, España.
- Dey, V., Bonakdar, A., y Mobasher, B. (2014). *Low-velocity flexural impact response of fiber-reinforced aerated concrete*. *Cement and Concrete Composites*, 49, 100–110.
- Drdlová, M., Buchar, J., Krátký, J., y Řídký, R. (2015). *Blast resistance characteristics of concrete with different types of fibre reinforcement*. *Structural Concrete*, 16(4), 508–517.
- DYNLab. Material behaviour in Extreme Loading Conditions. (2013). *An overview of Split Hopkinson Pressure Bars Systems of DYNLab*. Recuperada el 24 de julio del 2020 de <http://www.youtube.com/watch?v=GaZ9VAWDKFU%0A>
- Edgington, J. (1973). *Steel Fibre Reinforced Concrete. Volume A-B* [Tesis doctoral]. University of Surrey.
- Engineering Toolbox. (2004). *Friction and Friction Coefficients*. Recuperada el 24 de marzo del 2020 de https://www.engineeringtoolbox.com/friction-coefficients-d_778.html.
- Erdem, R. T. (2021). *View of Dynamic responses of reinforced concrete slabs under sudden impact loading*. *Revista de La Construcción. Journal of Construction*, 20(2), 346–358.
- Fang, Q., y Wu, H. (2017). *Concrete structures under projectile impact*. Springer.
- Farnam, Y., Mohammadi, S., y Shekarchi, M. (2010). *Experimental and numerical investigations of low velocity impact behavior of high-performance fiber-reinforced cement based composite*. *International Journal of Impact Engineering*, 37(2), 220–229.

- Federal Emergency Management Agency (2003). *FEMA 426. Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*. U.S. Department Homeland Security
- Fernandez Cánovas, M. (1982). *Hormigones reforzados con fibras de acero*. Informes de La Construcción, 34(342), 5–17.
- Fiengo Pérez, F. (2020). *Hormigón de alta resistencia reforzado con fibras bajo cargas de impacto* [Tesis doctoral]. Universidad Nacional de Tucumán.
- Fiengo Pérez, F., Isla, F. y Luccioni, B. (2018). *Aplicación del modelo Karagozian y Case a la simulación del comportamiento dinámico del hormigón de ultra altas prestaciones reforzado con fibras*. Mecánica Computacional, 36, 1393–1402.
- Fiengo Pérez, F., Luccioni, B., Vivas, J. C., Isla, F., y Sfer, D. (2022). *High strength fiber reinforced beams under impact load*. International Journal of Impact Engineering, 159, 104039.
- Fiengo Pérez, F., Vivas, J. C., Sfer, D., y Luccioni, B. (2019). *Análisis de Vigas de Hormigón de Alta Resistencia Reforzadas con Fibras Sometidas a Impacto*. En XXIV Congreso sobre Métodos Numéricos y sus Aplicaciones.
- Fujikake, K., Li, B., y Soeun, S. (2010). *Impact Response of Reinforced Concrete Beam and Its Analytical Evaluation*. Journal of Structural Engineering, 146(4), 938–939.
- Galeote, E., Blanco, A., Cavalaro, S. H. P., y de la Fuente, A. (2017). *Correlation between the Barcelona test and the bending test in fibre reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 152, 529–538.
- Giaccio, G. M., Bossio, M. E., Monetti, D. H., Morea, F., Torrijos, M. C., y Zerbino, R. L. (2013). *Macrofibras sintéticas para el refuerzo de hormigón*. En Segundas Jornadas de Investigación y Transferencia - 2013 Macrofibras (pp. 330–335). La Plata.
- Giaccio, G., Zerbino, R., y Gettu, R. (1999). *Hormigones de Alta Performance con Fibras de Acero: Evaluación de su comportamiento mecánico*. Ciencia y Tecnología Del Hormigón, 7, 3–25.
- Giaccio, G., Zerbino, R., Torrijos, M. C., Luccioni, B., Isla, F., Codina, R., y Ambrosini, D. (2016). *Tenacidad y respuesta frente a cargas explosivas en hormigones de muy alta resistencia reforzados con fibras*. En VII Congreso Internacional - 21a Reunión Técnica De La AATH (pp. 669–676). Salta, Argentina.
- Goicolea, J. M. (2000). *Estructuras sometidas a impacto*. En E.Car, A. López, S. Oller (Eds.) "Estructuras Sometidas a Acciones Dinámicas". CINME. Barcelona.
- Gonzalez, A., y Gonzalez, C. (1999). *Laboratorios De Ensayos Industriales*. Buenos Aires, Argentina: Ediciones Litenia.
- Gopalaratnam, V. S., y Gettu, R. (1995). *On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes*. Cement and Concrete Composites, 17(3), 239–254.

- Hallquist, J. O., y LSTC. (2018). *LS-DYNA Keyword User ' S Manual Volume II: Material Models* (Vol. II).
- Haruna, S. I., Zhu, H., Jiang, W., y Shao, J. (2021). *Evaluation of impact resistance properties of polyurethane-based polymer concrete for the repair of runway subjected to repeated drop-weight impact test*. *Construction and Building Materials*, 309(October), 125152.
- Hibbert, A. P. (1979). *Impact Resistance of Fibre Concrete*. [Tesis doctoral]. University of Surrey.
- Holschemacher, K., Müller, T., y Fischer, A. (2006). *Effect of fibre type on properties of steel fibre reinforced concrete*. *Materials, Experimentation, Maintenance and Rehabilitation - Proceedings of the 10th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, EASEC 2010*, (May), 383–388.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1972). *NORMA IRAM 1689. Hormigones, método de ensayo de la consistencia por penetración de la semiesfera Kelly*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1978). *NORMA IRAM 1536. Hormigón fresco de cemento portland, Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1983). *NORMA IRAM 1553. Hormigón de cemento portland, preparación de las bases de las probetas cilíndricas y testigos cilíndricos, para ensayo de compresión*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1985). *NORMA IRAM 1534. Hormigón de cemento portland, preparación y curado de probetas para ensayos de laboratorio*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1986). *NORMA IRAM 1690. Hormigón de cemento portland, Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1987). *NORMA IRAM 1509. Agregados para hormigones, muestreo*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1988). *NORMA IRAM 1602-I. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros - Método A*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1992). *NORMA IRAM 1546. Hormigón de cemento portland, Método de ensayo a compresión*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1994a). *NORMA IRAM 1512. Agregado fino natural para hormigón de cemento portland*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1994b). *NORMA IRAM 1531. Agregado grueso para hormigón de cemento portland*. Argentina.

- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1996). *NORMA IRAM 1687-1. Agregados, método de determinación del índice de lajosidad*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1997a). *NORMA IRAM 1627. Agregados, granulometría de los agregados para hormigones*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (1997b). *NORMA IRAM 1687-2. Agregados, determinación del índice de elongación*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2000a). *NORMA IRAM 1532*. Agregados gruesos, método de ensayo de resistencia al desgaste con la máquina "Los Ángeles"* Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2000b). *NORMA IRAM 50000 - Cemento para uso general*. Argentina
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2000c). *NORMA IRAM 50001. Cementos con propiedades especiales*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2002a). *NORMA IRAM 1520. Agregados finos, métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2002b). *NORMA IRAM 1533. Agregados gruesos, Método de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2002c). *NORMA IRAM 1622*. Cemento portland, determinación de resistencias mecánicas*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2002d). *NORMA IRAM 1663*. Hormigón de cemento, Aditivos químicos*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2002e). *NORMA IRAM 1709. Método para el uso de encabezado con placas de elastómero en la determinación de la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2003a). *NORMA IRAM 1505*. Agregados Análisis granulométrico*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2003b). *NORMA IRAM 1548. Agregados Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos*. Argentina.
- Instituto Argentino de Racionalización de Materiales. (2012). *NORMA IRAM 1601* Agua para morteros y hormigones de cemento*. Argentina.
- Instituto Geográfico Nacional. (2015). *Red Argentina de Gravedad Absoluta*. Recuperado el 24 de febrero del 2023 de <https://www.ign.gob.ar/NuestrasActividades/Geodesia/Gravimetria/RAGA>

- International Federation for Structural Concrete (fib). (2012). Bulletin 65-66: *Model Code Final Draft. Volume 1-2*.
- International Organization for Standardization. (2016). *BS EN ISO 148-1:2016 Metallic materials - Charpy pendulum impact test - Part 1: Test method*.
- Isla, F., Luccioni, B., Ruano, G., Torrijos, M. C., Morea, F., Giaccio, G., y Zerbino, R. (2015). *Mechanical response of fiber reinforced concrete overlays over asphalt concrete substrate: Experimental results and numerical simulation*. Construction and Building Materials, 93, 1022–1033.
- Isla, F., Vivas, J. C., Bianchi, S., Luccioni, B., Giaccio, G., y Zerbino, R. (2021). *Respuesta de vigas cortas de hormigón con entalla sometidas a impacto de baja velocidad*. En Castro H.G., Mroginski J.L., Paz R.R., Storti M.A. (Eds.) XXXVII Congreso Argentino de Mecánica Computacional. Resistencia, Chaco, Argentina. (pp. 605-614)
- Ismail, M. K., Hassan, A. A. A., y Lachemi, M. (2019). *Performance of Self-Consolidating Engineered Cementitious Composite under Drop-Weight Impact Loading*. Journal of Materials En Civil Engineering, 31(3), 04018400.
- Kalifa, P., Chéné, G., y Gallé, C. (2001). *High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres*. Cement and Concrete Research, 31(10), 1487–1499.
- Kennedy, R. P. (1976). *A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects*. Nuclear Engineering and Design, 37(2), 183–203.
- Khalighi, Y. (2009). *A study of bond between fibre reinforced polymer and concrete under quasi-static and impact loading*. [Tesis doctoral] The University British Columbia.
- Kim, D. J., Wille, K., El-Tawil, S., y Naaman, A. E. (2011). *Testing of cementitious materials under high-strain-rate tensile loading using elastic strain energy*. Journal of Engineering Mechanics, 137(4), 268–275.
- Lee, J. Y., Shin, H. O., Yoo, D. Y., y Yoon, Y. S. (2018). *Structural response of steel-fiber-reinforced concrete beams under various loading rates*. Engineering Structures, 156(December 2017), 271–283.
- Li, H., Chen, W., y Hao, H. (2019). *Influence of drop weight geometry and interlayer on impact behavior of RC beams*. International Journal of Impact Engineering, 131, 222–237.
- Li, W., y Xu, J. (2009). *Impact characterization of basalt fiber reinforced geopolymeric concrete using a 100-mm-diameter split Hopkinson pressure bar*. Materials Science and Engineering A, 513–514(C), 145–153.
- Li, S. H., Zhu, W. C., Niu, L. L., y Dai, F. (2017). *Constant Strain Rate Uniaxial Compression of Green Sandstone during SHPB Tests Driven by Pendulum Hammer*. Shock and Vibration, Special Issue(2017), 1-12.
- Livermore Software Tech. Corp. (LSTC). (2018). *LS-Dyna Theory manual*.
- Luccioni, B., Isla, F., Codina, R., Ambrosini, D., Zerbino, R., Giaccio, G., y Torrijos, M. C. (2017). *Effect of steel fibers on static and blast response of*

- high strength concrete*. International Journal of Impact Engineering, 107, 23–37.
- Luccioni, B., Isla, F., Fiengo, F., Codina, R., Ambrosini, D., Vivas, J. C., ... Torrijos, M. C. (2020). *Mechanical response of high strength fiber reinforced concrete under extreme loads*. En RILEM-fib X International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (pp. 536–547). Valencia.
- Macdonald, C. N., Ballou, M. L., y Biddle, D. T. (2009). *Case Histories Using Synthetic Fiber Reinforced*. En F. Amberg y K. F. Garshol (Eds.), Shotcrete for Underground Support XI En Engineering Conferences International (p. 10).
- Malvar, L. J., Crawford, J. E., Wesevich, J. W., y Simons, D. (1997). *A plasticity concrete material model for DYNA3D*. International Journal of Impact Engineering, 19(9–10), 847–873.
- Miguez Passada, D., Gonzolez, A. C., Violini, D., Pappalardi, M., y Zerbino, R. (2013). *Desarrollo e implementación de un hormigón reforzado con fibras sintéticas para la repavimentación de la Ruta 24 de Uruguay*. Cemento-Hormigón, 84(956), 62–68.
- Mindess, S., Banthia, N., y Bentur, A. (1986). *The behaviour of concrete under impact loading: Experimental procedures and method of analysis*. Materials and Structures, 19(5), 371–378.
- Mindess, Sidney, Young, J. F., y Darwin, D. (2003). *Concrete (Second)*. New Jersey: Pearson Education Inc.
- Mobasher Barzin. (2012). *Mechanics of Fiber and Textile Reinforced Cement Composites*. Florida, EEUU: CRC Press Taylor & Francis Group
- Mohee, F. M. (2016). *The effects of strain rate on concrete strength under dynamic impact load*. Journal of Bangladesh Electronics Society, 16.
- Monetti, D., Tobes, J. M., Héctor, S., Martín, R., Giaccio, G., y Zerbino, R. (2009). *Uso de fibras sintéticas en hormigones para obras viales*. Carreteras, (Diciembre), 90–96.
- Montgomery, D. C. (2004). *Diseño y Análisis de Experimentos*. Journal of Chemical Information and Modeling. México DF: Limusa Wiley.
- Musselman, E. (2007). *Characterizing blast and impact resistance of long carbon fiber reinforced concrete*. [Tesis doctoral] The Pennsylvania State University.
- Osio, H. D. (2020). *Estadística Elemental aplicada en la Investigación de Materiales*. LEMIT. La Plata, Argentina. 3 de mayo del 2022
- Othman, H., y Marzouk, H. (2016). *An experimental investigation on the effect of steel reinforcement on impact response of reinforced concrete plates*. International Journal of Impact Engineering, 88, 12–21.
- Park, S. H., Kim, D. J., y Kim, S. W. (2016). *Investigating the impact resistance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete using an improved strain energy impact test machine*. Construction and Building Materials, 125, 145–159.

- Pham, T. M., Chen, W., y Hao, H. (2021). *Review on impact response of reinforced concrete beams: Contemporary understanding and unsolved problems*. *Advances in Structural Engineering*, 24(10), 2282–2303.
- Pokorny Alfaro, A. M., y Vivas Montes, J. C. (2018). *Estudio de un método para valorar la resistencia al impacto de hormigones con fibras*. [Manuscrito no publicado]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de La Plata.
- Pombo, R., Altamirano, M. G., Giaccio, G., y Zerbino, R. (2020). *Diseño y ejecución de pisos y paimentos industriales con hormigón reforzado con fibras*. En IX Congreso Internacional y 23° Reunión técnica, AATH 2020 (pp. 479–486).
- Pontioli, C., Erzar, B., y Buzaud, E. (2014). *Concrete behaviour under ballistic impacts: Effects of materials parameters to penetration resistance and modeling with PRM model*. *Computational Modelling of Concrete Structures - Proceedings of EURO-C 2014*, 2, 685–693.
- Porrero, J., Ramos, C., Grases, J., y Velazco, G. (2009). *Manual del Concreto Estructural*. Caracas: Sidetur.
- Pujadas, P., Blanco, A., Cavalaro, S. H. P., De La Fuente, A., y Aguado, A. (2014). *Multidirectional double punch test to assess the post-cracking behaviour and fibre orientation of FRC*. *Construction and Building Materials*, 58, 214–224.
- Pujadas, P., Blanco, A., Cavalaro, S., De La Fuente, A., y Aguado, A. (2013). *New analytical model to generalize the Barcelona test using axial displacement*. *Journal of Civil Engineering and Management*, 19(2), 259–271.
- Radomski, W. (1981). *Application of the rotating impact machine for testing fibre-reinforced concrete*. *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 3(1), 3-12
- Ramesh, K., Arunachalam, K., y Rooban Chakravarthy, S. (2013). *Experimental Investigation on Impact Resistance of Flyash Concrete and Flyash Fiber Reinforced Concrete*. *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)*, 3(2), 990–999.
- Rey, A. (2020). *Hormigón reforzado con fibras*. En Jornada Técnica AAHE-AATH (p. 41). La Plata, Argentina.
- Rice, D. L. (1992). *Finite Element Analysis of Concrete Subjected to Ordnance Velocity Impact*. [Tesis doctoral] Purdue University.
- Riisgaard, B., Ngo, T., Mendis, P., Georgakis, C. T., y Stan, H. (2007). *Dynamic Increase Factors for High Performance Concrete in Compression using Split Hopkinson Pressure Bartle*. *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*.
- Robb, L. A. (1990). *Diccionario para ingenieros*. México DF: Compañía Editorial Continental S.A. de C.V.

- Rodríguez Camargo, L. F. (2013). *Incidencia y especificaciones del hormigón con fibras en las diferentes partes del proyecto en España y Bolivia*. [Tesis de maestría] Universidad Politécnica de Madrid.
- Salvado F. C., Tavares A. J., Teixeira-Dias F. y Cardoso J. B. (2017). *Confined explosions: The effect of compartment geometry*. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 48, 126–144.
- Servicio de Vivienda y Urbanización Metropolitano. Subdirección de Pavimentación y Obras Viales. (2020). *Manual de Obras de Vialidad, Pavimentación y Aguas Lluvias*. Santiago, Chile.
- Sika. (2000). *Manual del Hormigón Sika*. España: Sika Service AG
- Singh, H. (2017). *Steel fiber reinforced concrete. Behavior, Modelling and Design*. Springer
- Soleimani, S. M., Banthia, N., y Mindess, S. (2007). *Behavior of RC beams under impact loading: Some new findings*. *Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, 2(Figure 1), 867–874.
- Štoller, J., y Zezulova, E. (2017). *The application of fibre reinforced concrete for protective shelter from auxiliary material*. *Key Engineering Materials*, 755(December), 374–381.
- Suaris, W., y Shah, S. P. (1982). *Strain-rate effects En fibre-reinforced concrete subjected to impact and impulsive loading*. *Composites*, 13(2), 153–159.
- Sukontasukkul, P. (2001). *Impact behavior of concrete under multiaxial loading*. [Tesis Doctoral] The University of British Columbia.
- Sun, X., Zhao, K., Li, Y., Huang, R., Ye, Z., Zhang, Y., y Ma, J. (2018). *A study of strain-rate effect and fiber reinforcement effect on dynamic behavior of steel fiber-reinforced concrete*. *Construction and Building Materials*, 158, 657–669.
- Swamy, R. N., y Mangat, P. S. (1974). *Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete*. *Cement and Concrete Research*, 4(3), 451–465.
- Swamy, R. N., y Stavrides, H. (1976). *Some Statistical Considerations of Steel Fiber Composites*. *Cement and Concrete Research*, 6, 201–206.
- Technical Committee AEN/CTN 83. (2010). *UNE 83515:2010 Hormigones con fibras. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona*. España.
- Technical Committee B/570. (2006). *BS EN 14488-5:2006 Testing sprayed concrete - Part 5: Determination of energy absorption capacity of fibre reinforced slab specimen*.
- Technical Committee CEN/TC 104. (2006). *BS EN 14889-2:2006 Fibres for concrete - Part 2: Polymer fibres. Definitions, specifications and conformity*.

- Technical Committee CEN/TC 229. (2005). *EN 14651:2005 Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual) Méthode*.
- Thiot Ingenierie. (2014). *Slow Motion - Hopkinson bars test*. Recuperada el 24 de julio del 2020 de <https://www.youtube.com/watch?v=xmbeKr7ruq4>
- Vasilis, K., y Larcher, M. (2020). *JRC Technical Report: Guideline Building Perimeter Fire Protection. Design recommendations for enhanced security against terrorist attacks*, EUR 30346 EN. European Commission, Ispra, Italy.
- Vivas, J. (2019a). *Ensayo para el estudio de la resistencia al impacto de hormigones con fibras*. En Jornada de Jóvenes Investigadores en Tecnología del Cemento y Hormigón (pp. 5–8). La Plata, Argentina: LEMIT.
- Vivas, J., y Zerbino, R. L. (2019b). *Estudio de la resistencia al impacto de hormigones reforzados con fibras*. En 19° Congreso Internacional de Metalurgia y Materiales. CONAMET-SAM (pp. 140–141). Valdivia, Chile.
- Vivas, J. C., Zerbino, R., Torrijos, M. C., y Giaccio, G. (2020a). *Effect of the fibre type on concrete impact resistance*. *Construction and Building Materials*, 264, 120200.
- Vivas, J. C., Zerbino, R., Torrijos, M. C., y Giaccio, G. M. (2020b). *Impact response of different classes of fibre reinforced concretes*. En P. Serna, A. LLano Torre, J. Martí Vargas, y J. Navarro-Gregori (Eds.), *RILEM-fib X International Symposium on Fibre Reinforced Concrete* (pp. 189–198).
- Vivas, J. C., Zerbino, R., Torrijos, M. C., y Giaccio, G. (2021a). *A Test Procedure for Evaluating the Impact Behaviour of Fibre Reinforced Concrete*. *Materials and Structures*, 54(208), 1–17.
- Vivas, J. C., Isla, F., Torrijos, M. C., Giaccio, G., Luccioni, B., y Zerbino, R. (2021b). *Drop-Weight Impact Test for Fibre Reinforced Concrete: Analysis of Test Configuration*. En *RILEM-fib XI International Symposium on Fibre Reinforced Concrete* (pp. 61–73).
- Vivas, J. C. (2021c). *Ensayo de Impactos Crecientes para Hormigones Reforzados con Fibras*. *Revista Hormigón*, 60, 45–56.
- Vivas, J. C., y Zerbino, R. (2022a). *Compressive Resistance Level Effect on Impact Performance of Fibre Reinforced Concrete*. *Revista de La Construcción. Journal of Construction*, 21(1), 135–144.
- Vivas, J. C. y Zerbino, R. (2022b). *Evaluation of impact behavior of Fiber Reinforced Concrete*. *ACI Materials Journal*. 119(6), 121-132
- Wang Q. Z., Li W. y Xie H. P. (2009). *Dynamic split tensile test of Flattened Brazilian Disc of rock with SHPB setup*. *Mechanics of Materials*, 41(3), 252–260.
- Wang, Z., Tang, Y., y Wang, J. (2011). *Strength and toughness properties of steel fibre reinforced concrete under repetitive impact*. *Magazine of Concrete Research*, 63(11), 883–891.

- WaybackMachine. (2013). *Coefficient of Friction*. Recuperada el 27 marzo del 2020 de https://web.archive.org/web/20190201171526/http://www.roymech.co.uk/Useful_Tables/Tribology/co_of_frict.htm#method
- Wilson, M. L., y Tennis, P. (2021). *Design and control of concrete mixtures. (Portland Cement Association, Ed.) (17th ed.)*. Skokie, Illinois, USA.
- Wong, J. K. (2005). *Structures Under Impact Loading*. University of Cambridge. Final Year Project.
- Wu, C., Oehlers, D. J., Rebstrost, M., Leach, J., y Whittaker, A. S. (2009). *Blast testing of ultra-high performance fibre and FRP-retrofitted concrete slabs*. *Engineering Structures*, 31(9), 2060–2069.
- Wu, H., Fang, Q., Chen, X. W., Gong, Z. M., y Liu, J. Z. (2015). *Projectile penetration of ultra-high performance cement based composites at 510–1320 m/s*. *Construction and Building Materials*, 74, 188–200.
- Wu, M., Zhang, C., y Chen, Z. (2016). *Drop-weight tests of concrete beams prestressed with unbonded tendons and meso-scale simulation*. *International Journal of Impact Engineering*, 93, 166–183.
- Xu, H. (2007). *Specialized Fiber Reinforced Concretes Under Static And Impact Loading*. [Tesis doctoral] The University of British Columbia.
- Yang, L., Lin, X., y Gravina, R. J. (2018). *Evaluation of dynamic increase factor models for steel fibre reinforced concrete*. *Construction and Building Materials*, 190, 632–644.
- Yoo D.-Y., Banthia, N., y Yoon, Y.-S. (2016). *Impact Resistance of Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete With Different Steel Fibers*. 9th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete, (October), 398–405.
- Yoo, D. Y., y Banthia, N. (2017). *Size-dependent impact resistance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams*. *Construction and Building Materials*, 142, 363–375.
- Yoo, D. Y., y Banthia, N. (2019). *Impact resistance of fiber-reinforced concrete – A review*. *Cement and Concrete Composites*, 104 (November 2018), 103389.
- Zerbino, R., y Giovambattista, A. (1984). *Empleo de los hormigones reforzados con fibras en pavimentos y otras estructuras sometidas a acciones dinámicas*. En Conferencia Inter-Americana en Tecnología de Materiales (pp. 19–23). San Juan, Puerto Rico.
- Zerbino, R. (2004). *Hormigón Reforzado con Fibras: Propiedades y aplicaciones estructurales*. En *Hormigones Especiales* (Irassar E., pp. 143–181). Santa Fe, Argentina: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.
- Zerbino, R. (2020). *Hormigón Reforzado con Fibras*. Buenos Aires, Argentina: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.
- Zerbino, R. (2022). *Hormigón Reforzado con Fibras. 2da edición revisada y ampliada*. Buenos Aires, Argentina: Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón.

- Zhang, L. (2008). *Impact Resistance of High Strength Fiber Reinforced Concrete*. [Tesis doctoral] The University of British Columbia.
- Zhang, W., Chen, S., y Liu, Y. (2017). *Effect of weight and drop height of hammer on the flexural impact performance of fiber-reinforced concrete*. *Construction and Building Materials*, 140, 31–35.
- Zhang, X. X., Ruiz, G., y Yu, R. C. (2008). *A new drop weight impact machine for studying the fracture behaviour of structural concrete*. *WIT Transactions on the Built Environment*, 98(April), 251–259.
- Zhu, X. C., Zhu, H., y Li, H. R. (2015). *Drop-weight impact test on U-shape concrete specimens with statistical and regression analyses*. *Materials*, 8(9), 5877–5890.

Anexo I

Fabricación de cronógrafo balístico para las mediciones de velocidad de proyectil de torre de caída para ensayo de impacto

A1.1. Introducción

Tal como se mencionó en la Sección 4.9.1, fue necesario construir un dispositivo denominado “cronógrafo balístico” para estudiar la pérdida de energía debido al contacto entre rieles de la torre de caída (máquina empleada en las pruebas de impacto) y el proyectil. En el presente anexo se describen las especificaciones del diseño y calibración.

A1.2. Construcción del cronógrafo

El objetivo del cronógrafo es determinar la velocidad con la que se desplaza el proyectil en el momento que entra en contacto con la probeta porque, como observa en la Ecuación A1.1 que se derivó de la Ecuación 4.5, la energía recibida por el espécimen, es una función de la velocidad (v) del martillo en el impacto. Con este fin, con el apoyo del Ing. Hugo Lorente, miembro de la Academia de la Ingeniería de la Provincia de Buenos Aires, se construyó este cronógrafo en torno a dos interruptores ópticos. El circuito empleado se muestra en la Figura A1.1

$$m_H \cdot g \cdot h - U_d = \frac{1}{2} \cdot m_H \cdot v^2 \quad (\text{A1.1})$$

donde:

m_H es la masa del proyectil,

g es la aceleración de la gravedad,

h es altura de caída del proyectil,

U_d es la pérdida por fricción entre los rieles y el proyectil,

v es la velocidad del proyectil en el impacto.

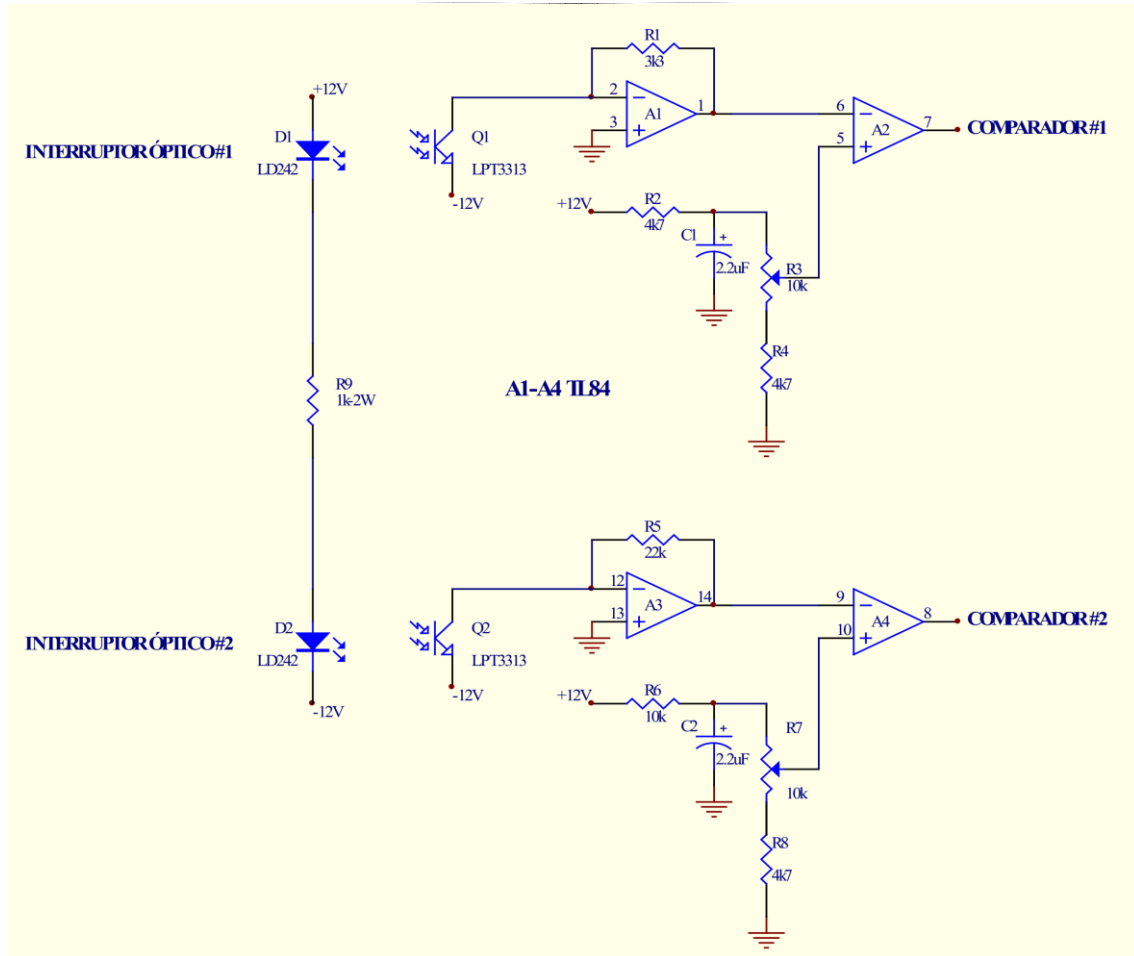


Figura A1.1 Circuito de cronógrafo balístico

En esta prueba, como se observa en la Figura 4.23a (Capítulo IV), el cronógrafo se ubica en la trayectoria del proyectil (martillo o pesa), al nivel donde éste impacta con la probeta, de manera que, en su paso por esa zona, el martillo activa respectivamente el interruptor óptico #1 (Q₁) y el #2 (Q₂). La activación se da cuando el martillo interrumpe un haz de luz que incide sobre un sensor fotodetector. Cuando los haces de luz no han sido interrumpidos, la corriente en los sensores es del orden de 1,6 mA, luego del corte de luz, el amperaje es prácticamente nulo. El tiempo de transición entre el estado “activado” y “desactivado” no es cero, como se muestra en la Figura A1.2, debido a las dimensiones finitas del haz de luz emitido por los leds emisores y al área no nula de los fotodetectores. Este tiempo de transición se puede convertir en distancia si se conoce la velocidad con la cual la pesa pasa delante de los fotointerruptores. Empleando un método estático pasando un obturador delante de los mismos se obtuvo que la incertidumbre espacial es del orden de $\pm 3,5$ mm. Si no se trata esta incertidumbre, la misma debería incorporarse a la distancia entre los fotointerruptores, incurriendo en errores significativos. A continuación, se detalla, el método diseñado para reducir esta incertidumbre.

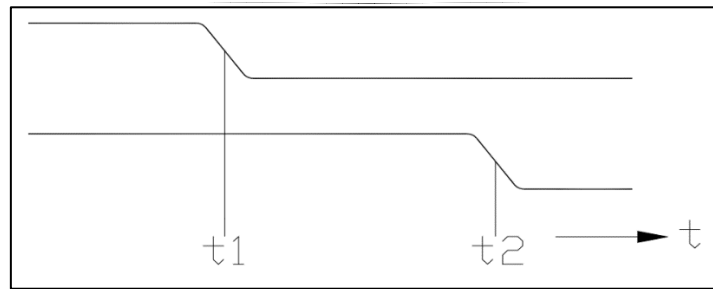


Figura A1.2 Tiempo de paso entre fotointerruptores Q₁ y Q₂.

En primer lugar, se explicará el funcionamiento del fotodetector Q₁ y su amplificador A₁. A partir de la ley de ohm, la tensión a la salida del amplificador uno (V₁), se podría determinar como sigue, donde I₁ y R₁, son respectivamente los valores de intensidad y resistencia eléctrica:

$$V_1 = I_1 \cdot R_1 \quad (A1.2)$$

Esto quiere decir que la magnitud del voltaje V₁ se podría calcular como lo indica la Ecuación A1.3, donde la magnitud de corriente I₁ son los mencionados 1,6 mA de la salida del fotodetector inactivo y la resistencia R₁ del amplificador es igual a 3300 Ω.

$$V_1 = 0,0016 \cdot 3300 = 5,28 \text{ V} \quad (A1.3)$$

De este modo, 5,28 V es el voltaje máximo a la salida del amplificador, y cuando el fotodetector no recibe el haz de luz, la corriente de salida del sensor se anula y análogamente la tensión de salida del amplificador. Sin embargo, cuando la pesa está atravesando el fotointerruptor, como se mostró en la Figura A1.2, la luz no se corta súbitamente, sino de forma progresiva, en ese proceso la tensión de salida del amplificador varía desde 5,28 V a 0 V. Lo que se hizo para reducir la incertidumbre, en primera instancia, fue definir el momento de activación del sensor Q₁ como el instante en que el voltaje a la salida del amplificador A₁ se redujera a la mitad del voltaje emitido por el amplificador A₂, que en ese momento estaría recibiendo aún el haz de luz del fotoemisor. A este voltaje se le denominó tensión de comparación (V_{Co}):

$$V_{Co} = \frac{V_2}{2} \quad (A1.4)$$

Es decir que, se considera que el sensor Q₁, está activado cuando la pesa ha obturado, aproximadamente la mitad de la iluminación máxima. El amplificador A₂ funcionando como comparador de tensiones reduce la incertidumbre espacial en una cantidad comparable con su ganancia (G≈10⁵).

Para el fotointerruptor #2 las cosas suceden de manera similar. Las tensiones de salida de los comparadores son aproximadamente -10 V cuando los fotointerruptores reciben toda la iluminación y +10 V cuando el haz de luz es totalmente interrumpido. La segunda acción en pro de eliminar la incertidumbre

fue definir que la transición ocurre (idealmente) cuando la pesa interrumpe la mitad de la iluminación de cada led.

En la Figura A1.3 se muestra el cronógrafo construido, indicando las partes esenciales. Para medir con exactitud la distancia entre los sensores, se empleó una mesa de control numérico. Se colocó el dispositivo sobre la misma, con un obturador fijo y permitiendo el movimiento solidario de los fotointerruptores con la mesa. La distancia aparente entre los mismos fue $s = 78,47 \text{ mm}$; esta distancia podría variar por dilatación o contracción térmica de la madera en que se ubican y debería ser verificada si la precisión de la medida lo requiriere.



Figura A1.3 Cronógrafo balístico construido

Para medir el tiempo transcurrido entre la activación de los interruptores ópticos #1 y #2 respectivamente, se empleó un frecuencímetro con entradas de arranque y parada, ya que, no era posible que los voltajes de los comparadores, por sí solos, iniciaran y detuvieran la cuenta, se agregó el circuito de la Figura A1.4.

En este circuito, los transistores Q_1 y Q_2 transforman la salida de los comparadores ($\pm 10 \text{ V}$) en niveles lógicos (0 y +5 V). Los biestables se ponen en cero con el pulsador de puesta a cero. Cuando el proyectil se encuentra elevado y se deja pasar la luz en los dos fotointerruptores, la salida de los comparadores es negativa y las salidas lógicas de Q_1 y Q_2 se encuentran altas. Los biestables han sido puestos a cero y una de las entradas de la compuerta NAND está en cero (Q_1) y los pulsos de la base de tiempo no pueden pasar por la misma. Cuando la pesa interrumpe el haz de luz del primer fotointerruptor, la salida lógica de Q_1 baja y el primer biestable pasa a un "uno" lógico. La compuerta NAND tiene ahora dos entradas con unos lógicos altos (Q_1 y Q_2) y la tercera entrada

está alimentada por una base de tiempo de 4915200 Hz. Los pulsos de esta base de tiempo aparecen a la salida de la compuerta y se cuentan en el frecuencímetro configurado como totalizador. Cuando la pesa interrumpe la luz en el segundo fotointerruptor, el segundo biestable pasa a “uno”, su salida negada pasa a cero y la compuerta NAND interrumpe la salida de pulsos de la base de tiempo. De este modo, la cuenta totalizada en el frecuencímetro, o número de ciclos (N), tiene una relación con el tiempo de paso entre los fotointerruptores #1 y #2 (t_{1-2}), como se indica en la Ecuación A1.5.

$$N(\text{ciclos}) = 4915256 \cdot t_{1-2}(\text{s}) \quad (\text{A1.5})$$

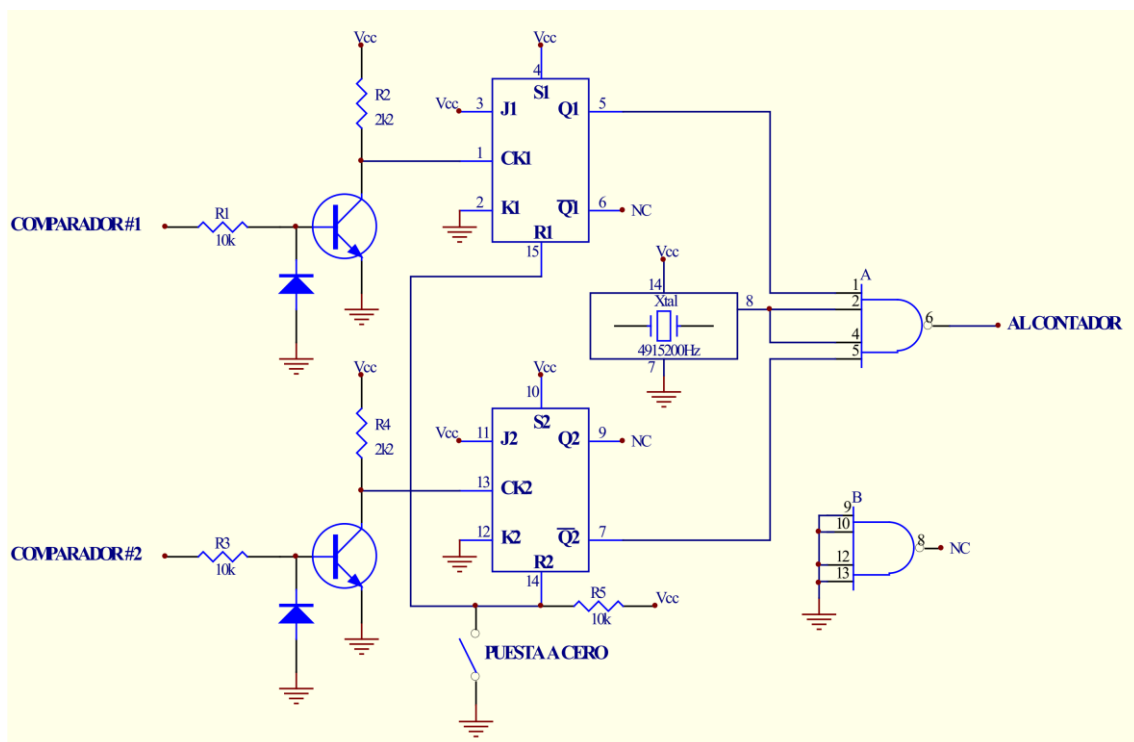


Figura A1.4 Circuito adicionado para implementación de frecuencímetro

A1.3. Calibración del cronógrafo

La calibración del cronógrafo consistió en comparar los tiempos de paso de un proyectil entre los interruptores del cronógrafo (t_{1-2}) determinados experimental y teóricamente respectivamente.

A1.3.1 Tiempo de paso (t_{1-2}) experimental

En la Figura A1.5 se muestra el montaje del experimento. Se empleó una esfera de acero de 20,6 mm de diámetro y masa 35,7 g. Se realizaron diez mediciones dejando caer este proyectil desde una altura (h) de 1124 mm. Para liberar la esfera con mayor precisión, sin perjudicar la verticalidad del

movimiento, se empleó un electroimán, de manera que la caída se inició con el corte de la corriente.

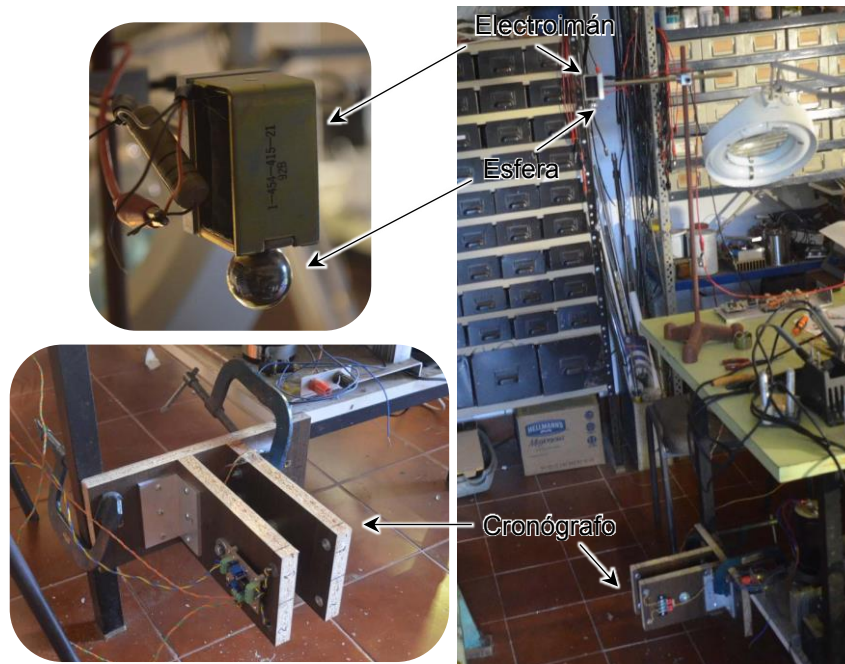


Figura A1.5 montaje de pruebas de calibración de cronógrafo

En la Tabla A1.1 se muestran los resultados de las mediciones realizadas. Nótese el bajísimo coeficiente de variación de los resultados ($CV \ll 1\%$), lo que indica la excelente repetibilidad de la prueba y el equipo. Puede verse que, la salida del frecuencímetro es el número de ciclos ocurridos durante el paso del proyectil (N), este valor debe transformarse, mediante la Ecuación A1.4 para obtener el tiempo de paso entre los fotointerruptores. El tiempo de paso (t_{1-2}) que experimentó la esfera en este experimento se calculó a partir de la \bar{N} y se muestra en la Ecuación A1.6.

Tabla A1.1 Ciclos en el tiempo de paso de pruebas de calibración

N (ciclos)				
82551	82514	82406	82487	82519
82498	82463	82426	82492	82499
Media (\bar{N}) (ciclos)			82485,3	
Desviación Estándar (ciclos)			43,37	
Coeficiente de variación (%)			0,053	

$$t_{1-2} = \frac{\bar{N}}{4915256} = \frac{82485,3}{4915256} = 0,0167815 \text{ s} = 16,782 \text{ ms} \quad (\text{A1.6})$$

A1.3.2 Tiempo de paso (t_{1-2}) teórico

La caída libre de un objeto de mayor densidad que el aire se encuentra gobernada por la aceleración de la gravedad. La ecuación que rigen su movimiento, *despreciando el frenado aerodinámico* y asumiendo la dirección positiva “hacia arriba”, es la siguiente:

$$h = h_0 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 \quad (\text{A1.7})$$

donde:

h es la altura recorrida,

h_0 es la altura inicial,

g es la aceleración de la gravedad,

t es el tiempo transcurrido desde la liberación.

Al despejar el tiempo (t) de la Ecuación A1.7 se obtiene la expresión A1.8, que es muy útil en la determinación del tiempo de paso entre dos puntos cualesquiera en el trayecto de un móvil en caída libre. Para el cálculo del tiempo de paso teórico de un proyectil entre los fotointerruptores del cronógrafo, se debe determinar el tiempo de vuelo hasta cada sensor y luego realizar la diferencia de estos, así se obtiene la Ecuación A1.9, donde t_{1-2} es el tiempo de paso entre los fotosensores Q_1 y Q_2 , mientras que t_1 , t_2 son los tiempos de vuelo del proyectil hasta los sensores Q_1 y Q_2 y h_1 , h_2 son las alturas recorridas para alcanzar los mismos sensores, todo respectivamente.

$$t = \sqrt{\frac{2(h_0 - h)}{g}} \quad (\text{A1.8})$$

$$t_{1-2} = t_2 - t_1 = \sqrt{\frac{2(h_0 - h_2)}{g}} - \sqrt{\frac{2(h_0 - h_1)}{g}} \quad (\text{A1.9})$$

Aplicando la expresión A1.9, al problema experimental descrito en la Sección anterior (A1.3.2), el tiempo de paso teórico sería el mostrado en la Ecuación A1.10. Las distancias empleadas están referidas a los centros geométricos de los objetos (la esfera, los sensores) y el origen del sistema de referencia se ha asumido en el medio de ambos fotointerruptores. La magnitud de la gravedad empleada en los cálculos se corresponde con la especificada en Red Argentina de Gravedad Absoluta (Instituto Geográfico Nacional, 2015).

$$t_{1-2} = \sqrt{\frac{2\left(1,124 \text{ m} + \frac{0,07847}{2} \text{ m}\right)}{9,79688 \text{ m/s}^2}} - \sqrt{\frac{2\left(1,124 \text{ m} - \frac{0,07847}{2} \text{ m}\right)}{9,79688 \text{ m/s}^2}} \quad (\text{A1.10})$$

$$t_{1-2} = 0,016724 \text{ s} = 16,724 \text{ ms}$$

De este modo, la diferencia porcentual entre los tiempos de paso, medido y teórico, es la que se muestra en la Ecuación A1.11. Nótese la leve variación ($\ll 1\%$) entre los t_{1-2} teórico y práctico, que verifica la exactitud de las medidas del cronógrafo. Pruebas posteriores mostraron que el ligero incremento del t_{1-2} medido, se debe a un pequeño frenado inicial que ejerció el electroimán sobre la esfera. Debido a lo ínfimo de las diferencias se consideraron suficientes los valores presentados en esta sección.

$$\frac{16,724 \text{ ms} - 16,782 \text{ ms}}{16,724 \text{ ms}} \cdot 100 = -0,3\% \quad (\text{A1.11})$$

Anexo II

Medición de fisuras en el Hormigón Reforzado con Fibras mediante la Correlación Digital de Imágenes

A2.1. Introducción

En el Capítulo IV se propuso el microscopio digital como herramienta de medición del ancho de fisuras para la prueba de impacto, pero se planteó la posibilidad de emplear la Correlación Digital de Imágenes (DIC) como otra alternativa. En este anexo se presenta un programa de Matlab y metodología que, mediante DIC permite, no solo medir la evolución del ancho de fisura del ensayo de impacto GIL, sino también de ensayos estáticos como el de flexión EN 14651.

A2.2. Correlación digital de imágenes y software diseñado

La correlación digital de imágenes (DIC por sus siglas en inglés) es una técnica que permite medir la deformación de un material sin tener contacto directo con el espécimen, se basa en la comparación de pares de imágenes digitales, capturadas en diferentes momentos de la aplicación de carga. Cada imagen está compuesta por píxeles, y cada píxel, en función del color, tiene un valor numérico específico. La composición de la “matriz numérica” de la imagen dependen de su tipo, en los sistemas DIC, en pro de la simplificación del problema, se emplean imágenes en escala de grises, también llamadas imágenes de intensidad. La ventaja de una imagen en escala de grises, es que se representa como una única matriz, donde cada elemento corresponde a un píxel de imagen. En Matlab®, las imágenes pueden ser de clase *double*, *uint8* (de 8 bits) o *uint16* (de 16 bits). La Figura A2.1a muestra esquemáticamente la representación matricial de una imagen *double*.

Ya que es posible que varios píxeles tengan el mismo valor numérico, porque coincide la intensidad del gris entre ellos, antes de realizar la correlación de imágenes, sobre la fotografía base, se define una subregión o conjunto de píxeles (*subset*), que utiliza el programa computacional para realizar la búsqueda en las imágenes posteriores (Figura A2.1b). Para evitar errores indeseados en

la correlación, la región estudiada no debe tener patrones repetidos, como grillas, ni ser isotrópica. El resultado de la DIC es un vector de desplazamiento por cada subregión definida, que surgen de la diferencia entre las coordenadas del centroide del *subset* antes y después de la deformación.

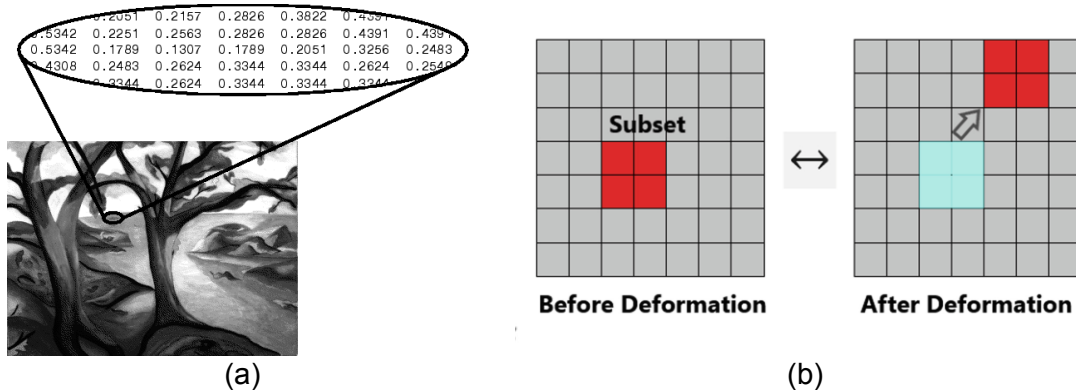


Figura A2.1 (a) Imagen en escala de grises de clase *double* (Centro de Ayuda de Matlab, 2022) (b) desplazamiento de una subregión durante la deformación del espécimen (da Silva Oliveira et al., 2021)

En la Figura A2.2 se muestra el diagrama de flujo simplificado del programa diseñado para esta investigación.

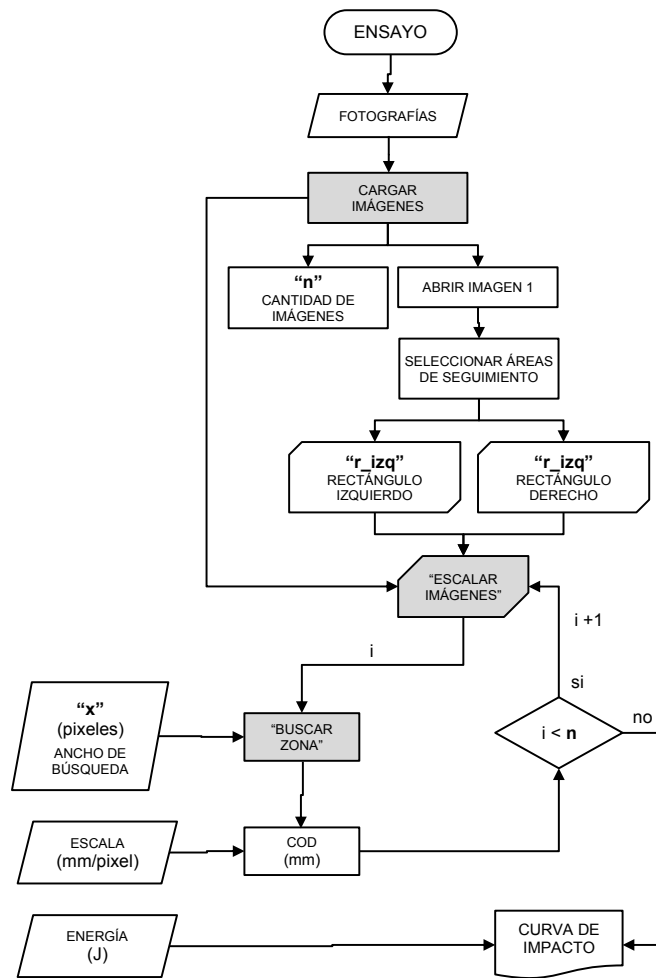


Figura A2.2 Diagrama de flujo del programa Procesar

El programa fue escrito en Matlab®. Los recuadros en gris son funciones de creación propia. El insumo para el software son imágenes del ensayo, que deben estar en formato .jpg y pueden ser tomadas directamente en varios instantes de la prueba o extraídas de un video continuo de todo el estudio. Es menester que las fotografías se ubiquen en la misma carpeta y ordenen numéricamente en forma ascendente. La función “**cargar imágenes**” realiza la lectura de esta carpeta y determina el total de fotografías, a la vez que realiza la apertura de la primera imagen, que será la foto referencial, para que con el cursor el usuario seleccione las subregiones (*subset*) izquierda y derecha

Como se observa en la Figura A2.3, para evitar errores debido a la monotonía del color gris del hormigón, previo al ensayo, sobre la probeta se realizan marcas con tinta de otro color (en este caso se empleó el color negro), y los dos recuadros realizados deben incorporar puntos que aparezcan en todas las imágenes y que cada uno se encuentre un lado distinto de la fisura. Luego de la carga de imágenes la función “**escalar imágenes**” acondiciona las fotografías para mejorar la efectividad de la búsqueda. Esta función, en primer lugar, convierte cada imagen en escala de grises tipo *double* (Figura A2.1a), luego determina el valor medio de la matriz, que se corresponde con el valor numérico del tono de gris promedio en la imagen y, finalmente, resta ese valor de todos los píxeles. Con esto se logra una imagen con mayores diferencias de tonos, similar a una imagen en blanco y negro. La Figura A2.4 muestra un ejemplo de la imagen resultante. Escaladas las imágenes, se inicia el rastreo de las zonas, para ello se diseñó la función “**buscar zona**”, que requiere la magnitud (en píxeles) del “ancho de búsqueda” (variable *x*), introducida por el usuario. En base a la posición de la *subset* en la última imagen, esta función realiza un rastreo en un área alrededor de ese recuadro con desfase de magnitud *x*. Hallada cada *subset* (izquierda y derecha) dentro de una misma imagen, el software determina la ubicación de los centroides de cada punto, en base de una escala (en mm/píxel) que debe proveer el usuario, calcula la magnitud de la abertura de la fisura en cada instante (COD). La escala se determina a partir de una fotografía, tomada en las mismas condiciones de ensayo, en que se adhiere a la cara del espécimen una regla graduada o plantilla comparadora de fisuras. Para verificar que la región seguida haya sido la correcta, luego de finalizado el procesamiento, se muestran algunas de las fotos, con la marca del *subset* encontrado en cada paso.

En la Figura A2.3 se muestra un ejemplo de seguimiento y se indica el número de la imagen(n). También, se preparó el software para que, aportándole una variable adicional en el instante de cada imagen, como la Energía del impacto o la Carga estática, se represente la COD versus esa otra variable. En la Figura A2.2 se indicó el caso en que al programa se le proporciona la energía acumulada en cada impacto (E^*), del ensayo de impactos crecientes GIL y se construye la curva de impacto (COD- E^*)

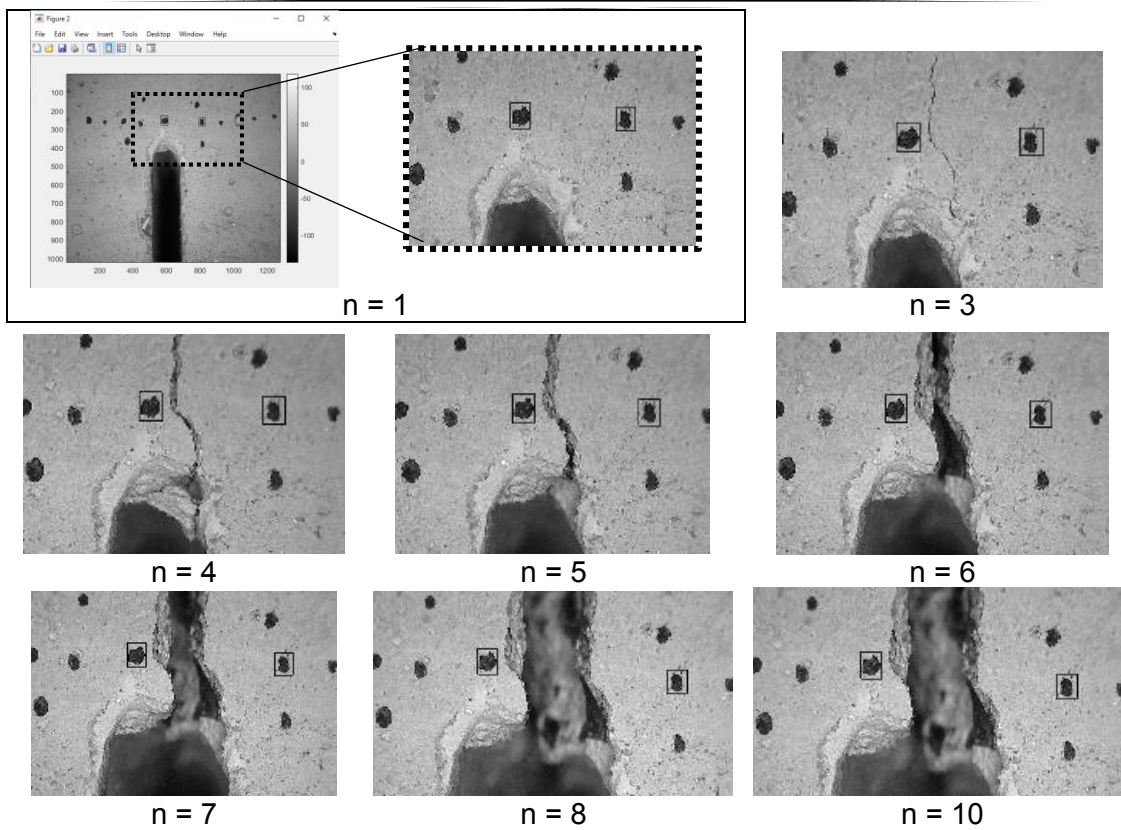


Figura A2.3 Selección de áreas de seguimiento y búsqueda de las regiones.

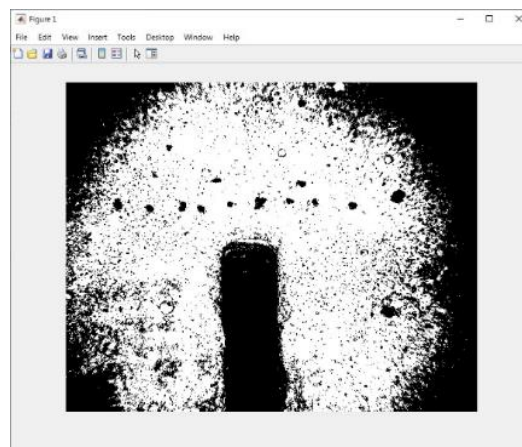


Figura A2.4 Imagen procesada por la función “escalar imagen”.

A2.3. Implementación del programa

El programa fue pensado para implementarse en el ensayo de impactos GIL. Aunque también es útil para otras pruebas, como el ensayo de flexión estática EN 14651(Technical Committee CEN/TC 229, 2005). En este apartado se muestran principalmente pruebas de aplicación del software en ensayos de impacto, donde se analizan dos aspectos: (a) la influencia sobre los resultados del ancho de rastreo “x” y (b) el efecto de los dispositivos captura (cámara profesional y smartphone); Al final, a modo de ejemplo, se muestran resultados de la implementación del software DIC en ensayos de flexión estática EN 14651(Technical Committee CEN/TC 229, 2005), registrando con cámara digital.

A2.3.1. Implementación en el ensayo de impacto

a) Influencia del ancho de rastreo “x”: Para validar la efectividad del software se realizó un ensayo de impacto, y como lo prevé la propuesta presentada en la Sección 4.5 del Capítulo IV, se tomó captura de la fisura luego de cada impacto, empleando el microscopio digital DinoLite® (1,3 Megapíxeles), posicionado a 80 mm de la cara frontal del espécimen con un aumento de 10x. Se analizaron las imágenes con el programa DIC, variando el ancho de desfase del rastreo “x” y se compararon los resultados de anchos de fisura (COD) frente a los medidos con el programa de procesamiento de imágenes DinoCapture® provisto con el microscopio (R). Se consideraron anchos de x iguales a: 22,5 píxeles (equivalente a 5 mm), 45 píxeles (10 mm), 67,5 píxeles (15 mm), 90 píxeles (20 mm) y 180 píxeles (40 mm).

En la Figura A2.5 se muestran las curvas de impacto resultantes y es evidente que la variable x afecta los resultados obtenidos, como se esperaba. En todos los casos la fisuración fue detectada en el impacto 6, al igual que en R, y la magnitud de la COD_c también fue coincidente. En la parte inicial de las curvas, cuando la COD es inferior a 0,3 mm prácticamente no existen discordancias, pero en anchos de fisura superiores, a bajas magnitudes de x, se presentan disparidades significativas en los resultados de COD obtenidos. A partir de 90 píxeles de desfase x, las curvas de impactos son altamente coincidentes con la curva referencial (R), donde las COD fueron medidas con el DinoCapture®. La curva con x=180 fue coincidente con la de x=90. Debido a los resultados obtenidos en esta sección, en los siguientes experimentos, se adoptó un ancho de desfase x=90 píxeles.

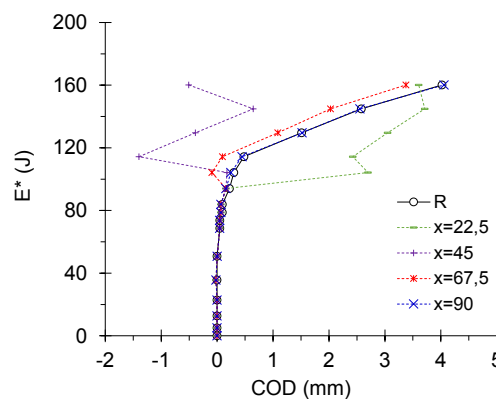


Figura A2.5 Variación de curvas de impacto para distintos anchos de rastreo “x”

b) Comparación entre dispositivos: Si bien el uso del microscopio digital DinoLite® y el programa DinoCapture®, provisto por el fabricante, representan una solución idónea para ejecutar los ensayos de impacto, se pensó en otras alternativas para medir el ancho de fisura, que fueron probadas en esta sección, junto con el programa DIC diseñado. Se probaron una cámara digital Nikon D3500® provista de un lente AF-P Nikkor 70-300 ajustado a 300 mm de distancia focal (aumento 1:6,3G) colocada a 112 cm de la cara frontal de la probeta y la

cámara de un teléfono inteligente (smartphone) Motorola g9 plus de 64 Megapíxeles, sin aumento, colocado a 9 cm del espécimen. En la Figura A2.6 se muestran imágenes de estas configuraciones.

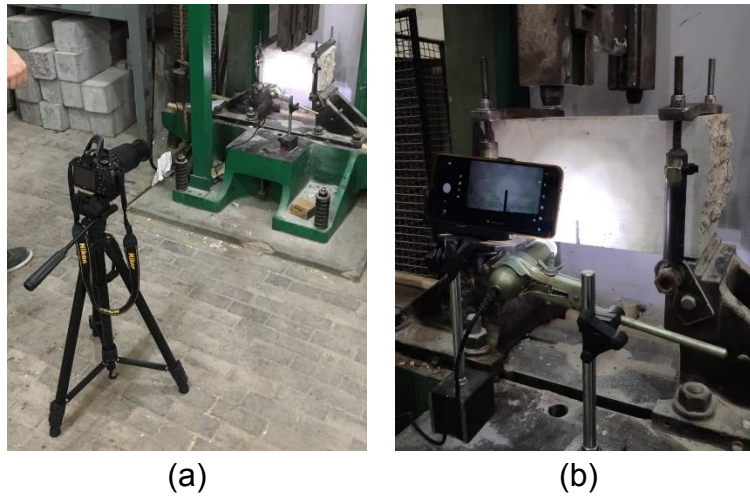


Figura A2.6 Configuración de ensayos de: Impacto con (a) cámara digital y (b) smartphone

Se realizó un ensayo para probar cada alternativa, en la Figura A2.7 se muestran los resultados. Las curvas referenciales (R) se obtuvieron a partir de las imágenes tomadas con el DinoLite® y procesadas con el programa DinoCapture®, mientras que en otras curvas las imágenes fueron tomadas con los otros dispositivos indicados y procesadas con el software DIC desarrollado. Se aprecia en ambos ensayos el ajuste entre las curvas R y DinoLite®. Al igual que en la sección anterior, la abertura inicial de la fisura (COD_c) fue bien detectada en todos los casos, pero con mayor exactitud mediante la Cámara Digital, sin embargo, el ajuste de la curva en anchos de fisura superiores a 0,5 mm fue mejor en el caso del Smartphone. En el peor de los casos (Cámara Digital) se registró una diferencia de COD 0,4 mm respecto a la curva de Referencia (R); mientras que en el otro (Smartphone) fue de 0,02 mm.

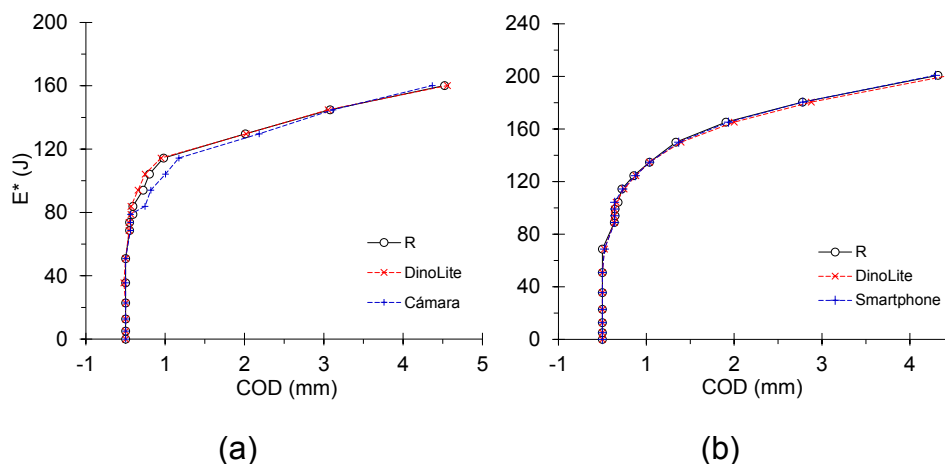


Figura A2.7 Curvas de impactos con imágenes de (a) la cámara digital y (b) del smartphone.

A2.3.2. Implementación en el ensayo de flexión estática

En el ensayo de flexión estática EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005) se carga una probeta (150x150x600 mm) entallada en la mitad de la cara traccionada (25 mm de profundidad) en el centro de la luz libre entre apoyos (500 mm). Durante el ensayo, se mide la apertura de la boca de la entalla (CMOD) mediante un *clip gage*, a partir del cual se realiza el control (por lazo cerrado) de la velocidad de ensayo. Como resultados se obtienen la tensión de primera fisura (f_L) que representa la resistencia de la matriz y las tensiones residuales a 0,5 y 2,5 mm de CMOD (f_{R1} , f_{R3}) indicativas de la capacidad residual del HRF.

En esta prueba, además de registrar la abertura de fisura mediante el *clip gage*, se instrumentó la prueba con cámara digital (ver Figura A2.8) y se procesaron las fotografías tomadas en distintos instantes a lo largo de la prueba, con el programa DIC. Las curvas tensión-CMOD resultantes de aplicar ambas técnicas se presentan en la Figura A2.9. Los símbolos de la curva “Cámara” refieren a los instantes en que se tomaron fotografías. Las tensiones f_L , f_{R1} y f_{R3} obtenidas con el clip fueron respectivamente 6,24; 3,30 y 1,77 MPa. Se observa como la curva proveniente de las imágenes de la cámara se asemeja en alta medida a la del *clip gage* y refleja valores de f_L , f_{R1} y f_{R3} de 6,24; 3,33 y 1,75 MPa; prácticamente coincidentes con las antes determinadas. Aunque en esta experiencia se empleó el *clip gage* para el control de velocidad de deformación, a partir de estos resultados, se vislumbra como opción viable realizar este ensayo con control por desplazamiento del plato de carga y la medición de la CMOD por medio de la cámara fotográfica y la técnica DIC.



Figura A2.8 Flexión estática con cámara digital.

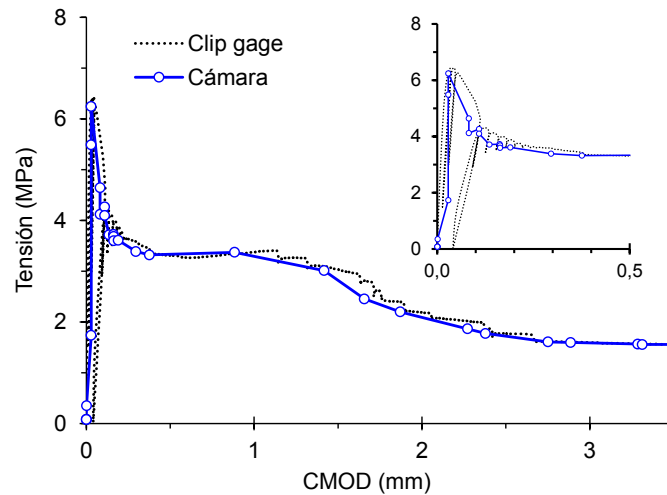


Figura A2.9 Curvas tensión-CMOD con mediciones de *clip gage* y cámara digital.

A2.4. Conclusiones

Los resultados obtenidos evidencian cómo el programa diseñado, en base al sistema Matlab®, para aplicar la técnica de Correlación Digital de Imágenes (DIC) en la medición del ancho de fisura en ensayos de impacto y de flexión estática de HRF constituye una herramienta altamente viable para esta tarea, demostrando que permite medir con exactitud tal variable.

Se encontró que el ancho de rastreo “x”, del programa DIC diseñado, afecta significativamente el resultado de la medición, por lo que se requiere experiencia para elegirlo convenientemente y evitar errores en la determinación de la fisura.

Ya que es posible medir la evolución del ancho de fisura con exactitud se pueden determinar los parámetros de caracterización, en los ensayos de impacto y de flexión, con herramientas de fácil acceso como una cámara digital o un teléfono inteligente a través del método DIC con el programa presentado en este anexo.

Anexo III

Ensayo de impactos GIL sobre otros hormigones especiales

A3.1. Introducción

En esta tesis fueron evaluados, casi en su totalidad, hormigones de resistencia convencional reforzados con macrofibras, pero el método de ensayo propuesto, basado en cargas crecientes (GIL), también fue probado sobre otro tipo de mezclas. En este Anexo se muestran resultados de la evaluación en impacto de hormigones de alta resistencia (>75 MPa) y de hormigones drenantes (porosos). No se ahondará en detalles específicos de estos tipos de mezclas, el objeto de este anexo es mostrar el potencial y versatilidad del ensayo de impacto propuesto.

A3.2. Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras

Se denomina “Hormigón de Alta Resistencia” (HAR) a aquel cuya resistencia a la compresión supera los 70 MPa (Wilson & Tennis, 2021). Estas resistencias se logran mejorando la calidad de la matriz y reduciendo los defectos. Se seleccionan adecuadamente los agregados, por lo general son de menor tamaño, más resistentes y con buena adherencia. Se reduce la porosidad de la matriz disminuyendo la relación agua/cemento mediante aditivos químicos e incorporando adiciones minerales de alta calidad.

Este tipo de hormigones, constituyen una opción preferencial en la construcción de estructuras sometidas a condiciones ambientales adversas y aplicaciones especiales como edificios de gran altura, estructuras marinas y en el refuerzo de edificaciones. Sin embargo, una consecuencia del incremento de la resistencia del hormigón es el aumento de la fragilidad relativa. Una forma de atenuar este efecto, probablemente la mejor, es incorporar fibras en la mezcla (Giaccio, Zerbino, & Gettu, 1999). Aún a bajos contenidos de fibras se logra mejorar la performance del compuesto frente a sollicitaciones dinámicas. A este material se le denomina Hormigón de Alta Resistencia Reforzado con Fibras (HARRF).

Uno de los principales beneficios de la incorporación de fibras al hormigón es el incremento de la resistencia ante acciones dinámicas y cargas extremas (ACI Committee 544, 1999; Fiengo Pérez, Luccioni, Vivas, Isla, & Sfer, 2022; Luccioni et al., 2017), particularmente frente a impactos de diferentes tipos. No obstante, la comprensión del desempeño en impactos del HARRF aun constituye un área de vacancia,

Los resultados que se presentarán a continuación, surgieron de trabajos, en que se empleó el método de ensayo acá propuesto (GIL) para el estudio de mezclas de alta resistencia frente a mezclas de resistencia convencional, todas reforzadas con macrofibras poliméricas y acero.

A3.2.1 Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras poliméricas

En esta experiencia se prepararon seis mezclas; dos hormigones simples: uno de resistencia convencional ($f'_c \approx 30$ MPa), con agregado grueso de tamaño máximo (TM) de 20 mm, denominado H30, y uno de alta resistencia ($f'_c \approx 75$ MPa), con un TM=12 mm, llamado H75. A partir de estas mezclas se prepararon HRF con dos contenidos (3 y 6 kg/m³) de una macrofibra de polipropileno de amplio uso comercial (longitud 50 mm, diámetro 0,6 mm), las cuales se identifican como H30M3, H75M3, H30M6 y H75M6 respectivamente.

Con cada hormigón se llevaron a cabo los ensayos estáticos de compresión y flexión EN14651 (Technical Committee CEN/TC 229, 2005), luego, con las mitades resultantes de esta última prueba, se ejecutaron los ensayos de impacto. En la Figura A3.1 y Tabla A3.1, se presentan los valores promedio de los resultados obtenidos. La Tabla incluye los coeficientes de variación porcentuales entre paréntesis.

De la comparación con el hormigón simple queda en evidencia que si bien las fibras no aportan mejorías significativas en la resistencia a la compresión aumentan el desempeño postfisuración en flexión tanto en cargas estáticas como dinámicas. En los ensayos estáticos se observó que, para una misma dosis de fibras, la tensión de primera fisura (f_L) y las residuales a 500 y 2500 micrones de abertura de fisura (CMOD), llamadas f_{R1} y f_{R3} , dependieron del tipo de hormigón de base.

En las curvas medias de impacto, se observa que para el hormigón simple el incremento de la resistencia a la compresión (f'_c) produjo un aumento significativo tanto en la energía de fisuración (E_C) como en la tasa de apertura de fisura (V_C). En ambos niveles de resistencia (H30, H75) el incremento de la dosis de fibra aumentó la resistencia al impacto, evaluada en términos de la Energía Total (E_T), mientras que en la apertura inicial de la fisura (COD_C) no se observó una tendencia clara. Aunque este último comportamiento también se ha observado en otras campañas experimentales, en HRF preparados con otros tipos de fibras, como las de acero, la COD_C ha sido un parámetro que aporta información valiosa de la contribución de las fibras ante este tipo de cargas.

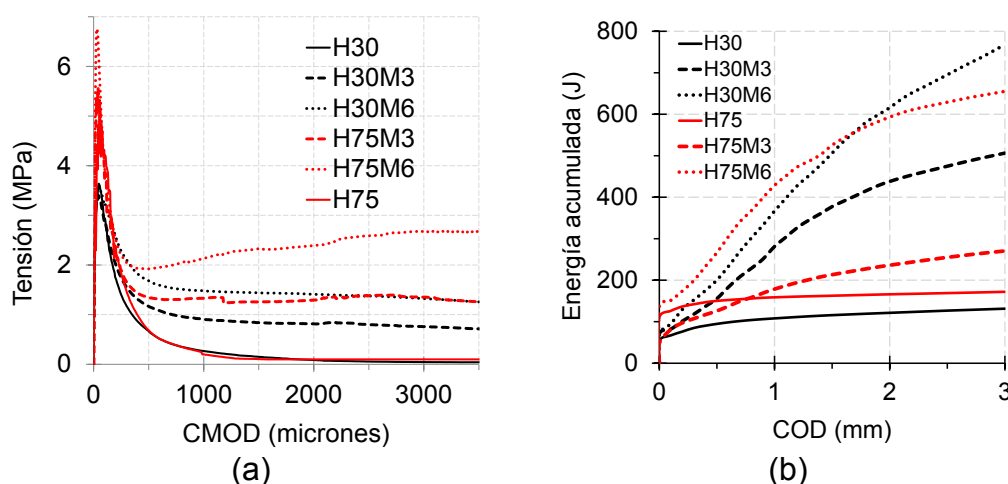


Figura A3.1 Curvas medias de: (a) ensayo de flexión estática EN14651(Technical Committee CEN/TC 229, 2005) y del (b) ensayo de impacto en mezclas de base H30 y H75

Tabla A3.1 Resultados de los ensayos estáticos e impacto en mezclas de base H30 y H75.

Hormigón	Ensayos estáticos				Ensayo de impacto				
	f'_c	f_L	f_{R1}	f_{R3}	E_C	COD_C	E_P	V_C	E_T
	(MPa)				(J)	(μm)	(J)	($\mu m/J$)	(J)
H30	29,4 (1)	3,79 (10)	-	-	72 (20)	160 (40)	64 (18)	65 (20)	136 (13)
H30M3	28,0 (8)	3,45 (9)	1,17 (14)	0,8 (17)	91 (34)	194 (43)	436 (31)	7 (35)	527 (24)
H30M6	28,3 (1)	3,63 (6)	1,68 (9)	1,37 (15)	90 (22)	112 (49)	702 (22)	4 (24)	792 (20)
H75	74,6 (3)	5,44 (5)	-	-	135 (28)	202 (52)	45 (40)	123 (40)	180 (27)
H75M3	77,6 (3)	5,90 (7)	1,34 (12)	1,38 (17)	69 (17)	106 (64)	219 (21)	16 (25)	288 (16)
H75M6	73,6 (11)	6,85 (3)	1,92 (11)	2,59 (16)	162 (17)	216 (53)	516 (48)	7 (43)	680 (36)

En la Serie 07 (Capítulo IV) se observó que la resistencia en impacto del HRF se incrementó con la resistencia la compresión de la matriz. En este trabajo, los hormigones con matrices convencionales, ($f'_c=30$ MPa, H30M3, H30M6) presentaron mayor capacidad postfisuración en impacto, evaluada por medio de la energía postfisuración (E_P), que los de alta resistencia ($f'_c=75$ MPa, H75M3, H75M6). Como se muestra en la Figura A3.2, durante los ensayos se observó una mayor tortuosidad de la fisura en el caso de los hormigones de 30 MPa, debida al mayor tamaño máximo del agregado. Se presume que la combinación de dicha tortuosidad y el efecto pasador de las fibras fueron los responsables del incremento del desempeño post fisuración de los HRF convencionales por sobre los de alta resistencia. Como se demostró en la Serie 08, en el Capítulo IV, la

forma y tamaño máximo del agregado tienen influencia en la respuesta del material sometido a impactos repetidos de baja velocidad (como sucede en los pavimentos y pisos industriales).

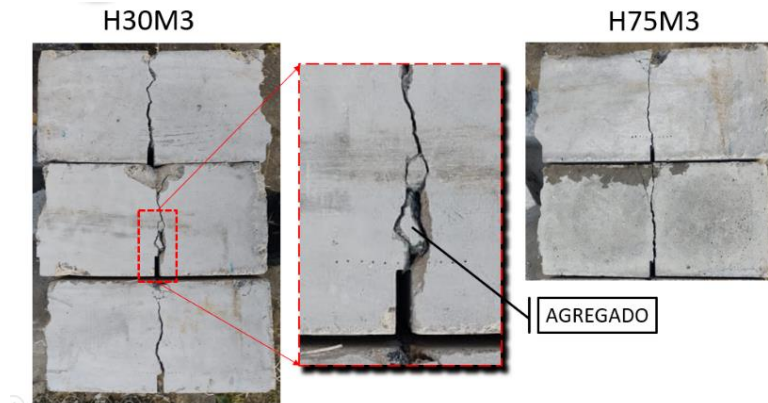


Figura A3.2 Patrón de fisuración en ensayos de impacto

A3.2.2 Resistencia al impacto de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero

En esta sección se compararon hormigones de resistencia convencional (≈ 45 MPa): uno simple, llamado H45, y dos reforzados con 25 y 50 kg/m^3 de fibras de acero (S), denominados H45S25 y H45S50; frente a mezclas de alta resistencia (≈ 75 MPa), una simple y otra con 40 kg/m^3 de la misma fibra, identificadas como H75b y H75S40. Los detalles geométricos y materiales de la fibra S se pueden ver en la Tabla 3.6 del Capítulo III.

Los hormigones fueron caracterizados mediante pruebas de compresión y ensayos de flexión estática, estas últimas se realizaron en base a lo establecido en la norma EN 14651. Los resultados de dichos ensayos se presentan en la Figura A3.3 y en la Tabla A3.2.

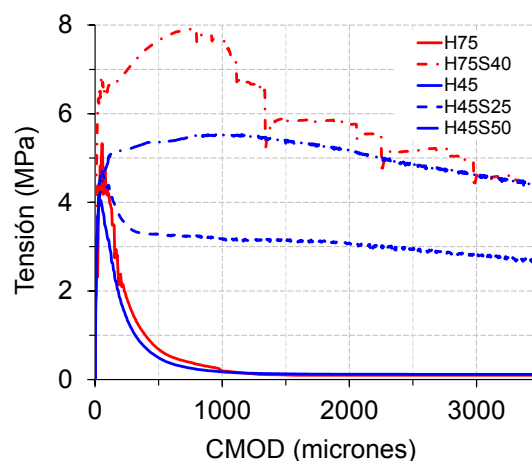


Figura A3.3 Curvas tensión-CMOD de los ensayos de flexión EN 14651(Technical Committee CEN/TC 229, 2005) en mezclas de base H45 y H75b

Tabla A3.2 Resultados de caracterización estática en mezclas de base H45 y H75b.

Hormigón	f_c (MPa)	f_L (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R3} (MPa)
H45	44,2 (5)	4,10 (10)	-	-
H45S25	44,5 (4)	4,80 (10)	3,50 (18)	3,20 (21)
H45S50	44,8 (5)	4,90 (7)	5,30 (10)	4,70 (10)
H75b	74,6 (2,6)	5,44 (5)	-	-
H75S40	77,5 (3,5)	6,83 (14)	7,65 (25)	5,17 (17)

Los hormigones alcanzaron los valores de resistencia a compresión esperados. En cada grupo se observó un aumento en la resistencia a primera fisura (f_L) en las mezclas que contuvieron fibras. El incremento fue mayor en el caso del hormigón de alta resistencia, la f_L de H75S40 fue 25% mayor que el hormigón simple (H75b). Los HRF de resistencia convencional, presentaron un ligero ablandamiento en estado fisurado, mientras que el HARRF mostró un endurecimiento inicial postagrietamiento para luego al superar la CMOD del orden de 0,7 mm iniciar el proceso de ablandamiento. En este caso el hormigón alcanzó una tensión máxima claramente superior a la tensión de primera fisura lo que indica que en una condición de servicio este HRF será propenso a presentar un cuadro de fisuración múltiple. Este comportamiento se puede atribuir al aumento de la adherencia fibra-matriz en alta resistencia y al consecuente mejoramiento del anclaje mecánico. Particularmente, en la curva del HARRF se pueden observar saltos verticales que se pueden asociar al arrancamiento por deformación del gancho o al corte de las fibras que atraviesan la sección de fractura.

En la Figura A3.4 y Tabla A3.3 se muestran respectivamente las curvas medias de impacto y resumen de los parámetros del ensayo para todos los hormigones. Puede notarse que la energía de fisuración (E_c) resultó mayor en los hormigones de alta resistencia, que los de resistencia convencional; lo cual indica que este parámetro es principalmente dependiente de las características del hormigón de base y no de las fibras. A pesar de las diferencias en la E_c de los hormigones simples, las tasas de fisuración V_c resultaron similares entre sí, un poco inferior en el HAR. El aumento de la dosis de fibras en el hormigón convencional incrementó la pendiente de la curva de impacto, esto significa que, a mayor contenido de fibras se reduce la tasa de fisuración V_c , como era de esperar.

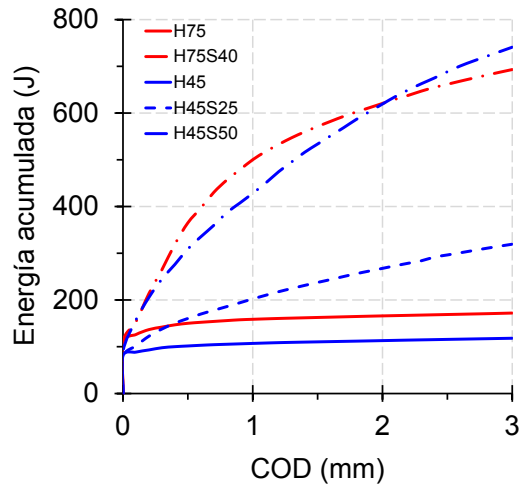


Figura A3.4 Curvas medias de impacto.

Tabla A3.3 Resumen de parámetros de impacto.

Hormigón	E_c (J)	COD_c (μm)	E_p (J)	V_c ($\mu m/J$)	E_T (J)
H45	103 (29)	751 (138)	22 (75)	191 (51)	125 (26)
H45S25	104 (40)	116 (46)	215 (30)	18 (44)	319 (25)
H45S50	111 (37)	69 (90)	670 (51)	7 (48)	780 (48)
H75b	135 (28)	202 (52)	70 (29)	123 (40)	180 (27)
H75S40	128 (14)	134 (69)	584 (20)	6,8 (5)	710 (14)

Al comparar globalmente las curvas de los hormigones con mayor dosis de fibra, H45S50 y H75S40, se observa que la pendiente inicial del HAR resultó mayor que la del HRF de resistencia convencional y que, para aberturas de fisuras inferiores a 2 mm, el H75S40 presentó mayor capacidad que el H45S50, aun cuando este último contiene un 20% más de fibras. Esto se debe a que, a mayor resistencia a compresión, la matriz ofrece más resistencia al enderezamiento del gancho de las fibras, por lo tanto, la apertura inicial de la fisura se ralentiza. Para aberturas de fisuras mayores, es más influyente en la respuesta la cantidad de fibras en el plano de fractura, que es proporcional a la dosis de fibra, razón por la que, a partir de los 2 mm, la ganancia de energía acumulada del hormigón H75S40 fue más rápida, resultando en una energía total acumulada (E_T) de ambos hormigones muy similar. Nótese como con dos mezclas diferentes se logra una performance similar. Es evidente que, si la aplicación lo amerita, se debe realizar el ensayo de impacto para investigar el desempeño de cualquier HRF.

Analizando los resultados de la Tabla A3.3 se observa que, contrario a lo esperado y similar a lo ocurrido en la Serie 06 (Capítulo VI), las mayores variabilidades se presentaron para el hormigón de resistencia convencional. También se divisa que, en el hormigón de resistencia convencional, que al incorporar 25 kg/m^3 de fibra la E_T se incrementó en 150%, mientras que al emplear 50 kg/m^3 de fibras (el doble), el aumento de la E_T fue de 500%. Es decir, las mejoras del desempeño en impacto no resultaron linealmente proporcional con la dosis de la fibra; a partir de los datos de la Tabla A3.3 se preparó la Figura A3.5a, donde se observa que al incrementar la fibra en el hormigón H45, el incremento de la E_T se aproximó a un modelo exponencial o a uno parabólico. Valiéndose de estas líneas de tendencia, y comparándola con la E_T del H75S40, se deduce que el incremento en la performance del HARRF sería mayor que del HRF de resistencia convencional para una dosis de 40 kg/m^3 de fibra. La Figura A3.5b, también armada a partir de los datos en la Tabla A3.3, muestra el efecto fuertemente reductor de la dosis de fibra, sobre la tasa de apertura de fisura (V_C) tanto para H45 como H75.

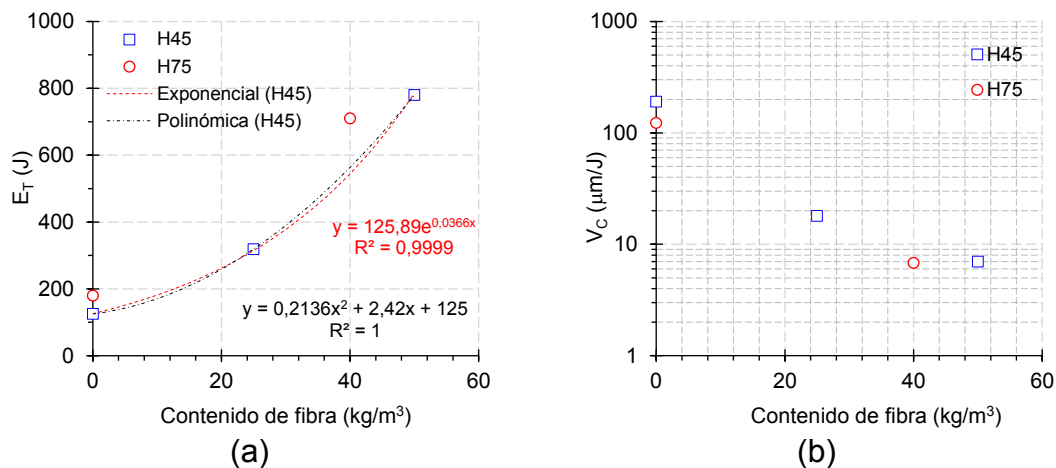


Figura A3.5 Evolución de (a) la energía total, E_T , y (b) la tasa de apertura de fisura, V_C , en función de la dosis de fibra.

A3.3. Hormigón drenante

Según Carrasco et al. (Carrasco, Rautenberg, & Positieri, 2022), el hormigón drenante (o permeable) se forma a partir de los mismos materiales que un hormigón convencional; su diferencia es que intencionalmente se diseña con proporciones tales que den lugar a un índice de poros conectados muy superior (15 % a 30 %). Este alto índice de poros afecta las características hidráulicas y mecánicas del compuesto, y lo convierten en una solución interesante para variadas aplicaciones. En esta Sección se muestran algunos resultados obtenidos en la evaluación en impacto de hormigones permeables simple y con refuerzo de fibras.

En la experiencia se prepararon: un hormigón permeable sin fibras (HP) y dos hormigones permeables reforzados con fibras (HPRF). Al primer HPRF se

le adicionaron $0,6 \text{ kg/m}^3$ de una microfibras polimérica y el otro HPRF incorporó 4 kg/m^3 de una macrofibras sintética. De forma respectiva, los hormigones se identificaron como: P, F y G.

Con cada mezcla se moldearon prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ para los ensayos de flexión estática e impacto. Todas las probetas fueron compactadas con mesa vibradora, desmoldadas e introducidas en cámara húmeda (25°C y HR 95%). A los 28 días fueron extraídas y dejadas en ambiente de laboratorio por espacio de 4 a 5 horas, luego se llevaron a cabo los ensayos.

En la Figuras A3.6 se muestra el montaje de las pruebas de flexión EN 14651, particularmente en este tipo de mezcla se dificultó la instalación del transductor tipo clip, pero como se observa en el acercamiento de la figura, se implementó una masilla epóxica para la colocación de las planchuelas de fijación, lo cual fue suficiente. En la Figura A3.7 se muestran curvas representativas tensión-abertura de fisura (CMOD) de los hormigones evaluados en esta experiencia. Las tres muestras presentaron una respuesta tipo ablandamiento. Las microfibras no aportaron capacidad residual, mientras que las macrofibras produjeron un aumento de las tensiones de primera fisura y residuales f_{R1} y f_{R3} . Aún así el hormigón G es de baja capacidad postfisuración.



Figura A3.6 Montaje de ensayos de flexión EN 14651 en hormigones drenantes.

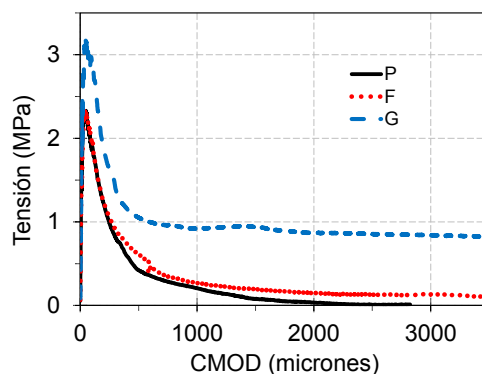


Figura A3.7 Curvas representativas Tensión-abertura de fisura (CMOD) en hormigones drenantes.

En la Figura A3.8 se muestra el montaje de un ensayo de impactos GIL, llevado a cabo sobre las mitades de los prismas resultantes de las pruebas de flexión estática. La técnica propuesta de medir las aberturas de fisuras mediante un microscopio digital fijado en una base magnética frente a la probeta, fue útil, a pesar de la alta porosidad que posee este tipo de hormigón. En el acercamiento

de la figura se observan los puntos referenciales que fueron marcados sobre la superficie de la probeta en las adyacencias de la entalla.

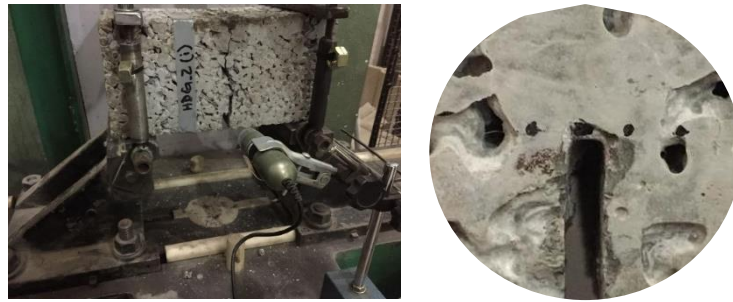


Figura A3.8 Montaje de ensayos de impacto GIL en hormigones drenantes.

En la Figura A3.9 se presentan curvas de impacto representativas, obtenidas al implementar el método GIL en hormigón drenante, cada símbolo representa una caída. La respuesta en impacto fue consistente con lo hallado en pruebas de flexión estática, como era de esperar, las microfibras no beneficiaron el desempeño del hormigón drenante, mientras que las macrofibras incrementaron en 200% la energía total (E_T) a la vez que redujeron drásticamente la tasa de apertura de fisuras de 100 a 10 $\mu\text{m}/\text{J}$ aproximadamente.

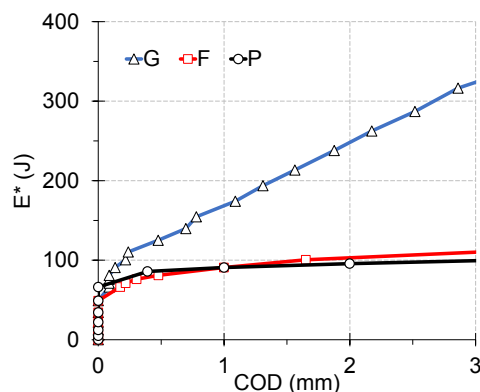


Figura A3.9 Curvas de impacto en hormigones drenantes

A3.4. Comentarios finales

Las tres campañas experimentales presentadas en el presente anexo, muestran la versatilidad y potencial del ensayo de impacto GIL desarrollado. El mismo fue útil para evaluar hormigón de resistencia convencional y de alta resistencia, tanto simple como reforzado con diversos tipos y dosis de fibras. También permitió evaluar hormigón drenante, sin fibras y con refuerzo de micro y macrofibras poliméricas. Posiblemente sea útil para evaluar otro tipo de mezclas como hormigones con agregado liviano, hormigón celular, etc.

Los estudios sobre hormigones de alta resistencia presentados en este anexo, fueron realizados en forma conjunta con el Ing. Francisco Hours; mientras que los referidos a hormigón drenante, en cooperación con la Ing. Dayana Rautenberg.