

GONZALO MELLÁN MARRERO

Aplicaciones constructivas
de materiales canarios avanzados
de matriz cementicia reforzados
con fibras

■■■■■■■■

CIENCIA



Cabildo de
Gran Canaria

CULTURA



FARCIONES DEL CABILDO
DE GRAN CANARIA

www.grancanaria.com

GONZALO MELIÁN MARRERO

**APLICACIONES
CONSTRUCTIVAS DE
MATERIALES CANARIOS
AVANZADOS DE MATRIZ
CEMENTICIA REFORZADOS
CON FIBRAS**

**PREMIO DE INVESTIGACIÓN
VIERA Y CLAVIJO (CIENCIAS), 2007
SECCIÓN CIENCIAS DE LA NATURALEZA
CASA DE COLÓN**



Las Palmas de Gran Canaria, 2009

JOSÉ MIGUEL PÉREZ GARCÍA
PRESIDENTE DEL CABILDO DE GRAN CANARIA

LUZ CABALLERO RODRÍGUEZ
CONSEJERA DE CULTURA Y PATRIMONIO HISTÓRICO Y CULTURAL

ROSA MARÍA QUINTANA DOMÍNGUEZ
DIRECTORA GENERAL DE CULTURA

© GONZALO MELIÁN MARRERO

© CABILDO DE GRAN CANARIA
1.ª EDICIÓN, 2009

COORDINACIÓN: ISABEL GRIMALDI PEÑA
DEPARTAMENTO DE EDICIONES DE LA CONSEJERÍA DE CULTURA Y
PATRIMONIO HISTÓRICO Y CULTURAL

DISEÑO GRÁFICO DE LA COLECCIÓN: GABRIELA RUBIO

ISBN: 978-84-8103-602-2
DEPÓSITO LEGAL: G.C. 926-2009

REALIZACIÓN: DAUTE DISEÑO, S. L.

PRÓLOGO

El libro que el lector tiene en sus manos contiene un trabajo de investigación inédito sobre materiales canarios avanzados de matriz cementícea reforzados con fibras.

Su autor, el Doctor Arquitecto Gonzalo Melián Marrero, es también el autor de todos los trabajos de investigación que contiene, de su análisis y de las conclusiones. He sido testigo directo del esfuerzo intelectual y material que ha realizado desde el principio, con la ilusión de incorporar los materiales cementíceos canarios a las líneas punteras Internacionales de la investigación en nuevos materiales de construcción. Lo que sin duda consigue con este trabajo, merecidamente premiado.

Se incorporó a un grupo de investigación sobre hormigones y morteros avanzados en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSAM), de la Universidad Politécnica de Madrid, con una beca de formación del personal investigador, y con su bagaje de una excelente formación de Arquitecto por la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria muy pronto asimiló las corrientes internacionales de innovación en hormigones avanzados.

Recuerdo su especial interés por las publicaciones del profesor V. G. Li, de la Universidad de Michigan, sobre los *Engineered Cementitious Composites*, su ávida lectura de los trabajos de H. Okamura sobre los nuevos hormigones autocom-

pactantes, su rápida asimilación de los conceptos de microfisuración a edades tempranas en morteros y hormigones, y su control mediante la adición de pequeñas fracciones volumétricas de fibras cortas poliméricas.

Desde las primeras fases de este trabajo de investigación quiso centrarse en materiales de procedencia canaria. Gracias a su tesón consiguió que se transportaran a la Península las cantidades necesarias de árido canario (gravas y arenas) y cemento para hacer una parte de la investigación en los laboratorios de la ETSAM junto a la que realizaban otros grupos que trabajaban en otros hormigones avanzados, con materiales y componentes diversos.

El Doctor Arquitecto G. Melián se centró en la búsqueda de un nuevo hormigón, a ser posible autocompactante en estado fresco, con características de ductilidad en estado endurecido. En este libro encontrará el lector que tuvo éxito y consiguió dosificarlo con los materiales canarios y las adiciones de fibras cortas que se describen. Este concepto de ductilidad en hormigones canarios es una de las contribuciones más destacables de este trabajo de investigación, que confiere, además, a estos materiales mejorada resistencia a las acciones sísmicas.

El término ductilidad se emplea aquí en el sentido de los *engineered cementitious composites*, esto es, las primeras fisuraciones cuando el elemento entra en carga límite no inducen una pérdida de resistencia, sino que por el contrario, el hormigón exhibe microfisurado una resistencia superior, hasta alcanzar su máxima deformación en rotura. De este modo, los hormigones se hacen también mas "tenaces".

El lector encontrará desarrollados científicamente todos estos nuevos conceptos y avances en morteros y hormigones en el cuerpo del libro. Su estudio será especialmente útil

Prólogo

para arquitectos e ingenieros dedicados al diseño y cálculo de estructuras de hormigón fabricado con materiales canarios, pero también para proyectar con materiales de otra procedencia.

No sólo es un libro sobre hormigones con fibras, ni sobre hormigones autocompactantes ni dúctiles. Además, el autor ha incorporado oportunamente una serie de recomendaciones relativas al diseño constructivo en edificación con estos nuevos materiales por él investigados y caracterizados. Especialmente interesantes son sus aportaciones relativas al diseño bajo acciones sísmicas.

El estado del conocimiento sobre la materia, que el autor resume en los primeros capítulos antes de desarrollar el grueso de su investigación y conclusiones, está elaborado de un modo bien resumido, abordando y describiendo las contribuciones más importantes anteriores a sus trabajos, que complementan y completan el conjunto de la investigación. Su lectura y estudio también resultarán útiles para arquitectos e ingenieros que estén realizando sus tesis doctorales sobre estos nuevos materiales.

Madrid, 28 de agosto de 2008.

Francisco Hernández Olivares

Catedrático de Universidad

Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas

Escuela Técnica Superior de Arquitectura

Universidad Politécnica de Madrid

AGRADECIMENTOS

Este trabajo de investigación no se podría haber realizado sin el esfuerzo de mi familia, por eso mis más sinceros agradecimientos están destinados a ellos.

Mis siguientes palabras de agradecimiento son para mis dos directores de tesis enmarcada dentro de esta investigación, el Dr. Gonzalo Barluenga Badiola y el Dr. José Manuel Pérez Luzardo.

La mayor parte de esta investigación fue realizada en la Universidad Politécnica de Madrid. Quiero agradecer a todos los profesores que me aportaron sabios consejos durante mi estancia en dicha universidad. Además agradezco de forma específica al recientemente fallecido Catedrático Luis de Villanueva Domínguez, pues además de sus buenos consejos como profesor fue la persona que me aconsejó y convenció para que realizara mi estancia en la Universidad Politécnica de Madrid.

Por otra parte quiero hacer una mención especial a los técnicos del laboratorio de materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid: Fabián, José y Antonio y al Dr. José Luis Fernández Cabo.

Dentro de las personas que me han ayudado en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid he dejado para el final a mi tutor en esta escuela, el Catedrático

Francisco Hernández Olivares, pues sin duda para mí ha sido una de las personas más importantes y más significativas en esta universidad, por ello le agradezco de forma muy especial su apoyo, ayuda y asesoría incondicional en mi formación para poder llegar a realizar esta laureada investigación.

Quiero agradecer también la ayuda recibida por el señor Jesús Cantero del laboratorio de materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

Esta investigación ha sido bastante laboriosa y costosa, pues el transporte de enormes cantidades de árido y cemento de las islas Canarias a Madrid no hubiera sido posible sin las diversas ayudas que he recibido de varias empresas privadas, además de las becas recibidas por parte del Gobierno de Canarias. Por eso agradezco la ayuda de las empresas Áridos Canarios (Arican), GRACE Construction Products, Cementos Especiales de las Islas y Readymix Asland S.A.

Para concluir, doy las gracias a todos mis amigos que me han soportado y apoyado mientras realizaba esta investigación, en especial mis amigos Nelson Flores, Doris Calderín y Tomás Fernández, que, aparte de apoyarme, me han ayudado en varias ocasiones a elaborar y desmoldar probetas de este trabajo. Por último también agradezco la ayuda prestada por Miguel Ángel, becario del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la ETSAM.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMAS ORIGINALES Y DATOS DE PARTIDA

Los daños patológicos en Canarias por acciones sísmicas o eólicas han tomado relevancia en los últimos años. Cada vez son más daños (y éstos son de mayor importancia) los que se registran en la edificación realizada con hormigón armado. La causa principal de estos daños es la escasa capacidad de estas edificaciones para disipar la energía acumulada en un período sísmico o de altas cargas eólicas.

Estos daños tienen una importancia significativa, pues en la mayoría de los casos llevan al colapso de la edificación, con alto riesgo de que haya víctimas humanas. Por ello son importantes los avances que pretenden que las edificaciones de hormigón armado sean capaces de soportar las acciones dinámicas sin llegar al colapso, o incluso reducir al máximo o eliminar los daños patológicos en las edificaciones por estas causas.

En la actualidad el hormigón es el material más empleado en la edificación, no sólo en el territorio canario sino en

el resto del mundo. Aunque no es un material nuevo, se considera que este material está sólo al 10% aproximadamente de sus futuras posibilidades y cualidades. Su bajo precio y su fácil utilización lo hacen un material idóneo.

Actualmente existen muchos campos de investigación abiertos sobre estos materiales, que buscan desde mejorar sus cualidades físicas a conseguir unas mejores resistencias mecánicas. Para poder conseguir un mejor comportamiento de estos materiales cuando están sometidos a cargas dinámicas es fundamental la característica de la ductilidad, generalmente aportada por el acero (de forma insuficiente). Por ello la línea de investigación más extendida para conseguir este tipo de mejoras en el material es la de incorporar fibras de distinta naturaleza en estos materiales.

Los trabajos en el ámbito internacional son bastante amplios, como veremos más adelante en el área de los materiales cementicios con refuerzos de fibras, sin embargo no existen en el ámbito de las islas Canarias con hormigones isleños.

Los hormigones canarios (como se detallará) son únicos, no sólo porque los materiales empleados para su realización son endémicos del lugar, sino también porque las acciones físicas y químicas a las que se ven expuestos son diferentes a los realizados en el resto del territorio nacional. Los únicos estudios que se conocen de estos materiales pretenden mejorar la durabilidad con la reducción de las cantidades de agua y el empleo de superfluidificantes; otros estudios tienen como objetivo hacer una caracterización de los cementos y describir las propiedades petrográficas de sus áridos.

A lo largo de la investigación se realizarán diferentes materiales cementicios canarios con refuerzos de fibras, basados en los principales materiales cementicios que existen actualmente en el campo internacional. Por esta razón es

necesario definir los principales conceptos y nomenclaturas utilizadas a lo largo de la investigación antes de explicar los objetivos de la investigación y empezar su desarrollo:

Hormigón de control o de referencia (HC). Ésta es la terminología utilizada para el hormigón que comúnmente se emplea en la edificación en Canarias. Este hormigón realizado con materiales de las islas servirá para comparar el resto de materiales creados. El hormigón utilizado presenta una resistencia media de compresión a 28 días de 29 MPa.

Hormigón reforzado con fibras o Fiber Reinforced Concrete (FRC). Este concepto fue el primero utilizado para denominar a los hormigones reforzados con fibras. Las principales fibras utilizadas para dichos refuerzos son las de acero, las de vidrio y las poliméricas.

Hormigón autocompacto o Self Compacting Concrete (SCC). Este tipo de hormigones, cada vez más utilizado, es aquel que es capaz de fluir en el interior de un encofrado sin mostrar segregación y rellenar su volumen de forma natural, y pasar entre las armaduras sin otro tipo de compactación que no sea su propio peso. Esta característica lo hace idóneo para la edificación y la obra civil, ya que abarata de forma considerable los costes de realización.

Hormigón con fibras con capacidad autocompactante o Fiber Reinforced Self Compacting Concrete. Este hormigón es el que, además de tener fibras incorporadas en su matriz, es capaz de fluir en el interior de un encofrado y rellenar su volumen de forma natural, y pasar entre las armaduras sin casi ningún tipo de ayuda para su compactación salvo su propio peso.

Materiales cementicios avanzados con fibras o Engineered Cementitious Composite (ECC). Este material de matriz cementicia posee fibras incorporadas en cantidades superiores al 2% en fracción volumétrica, y se ha desarrollado reciente-

mente. Una de sus principales características es su forma de rotura por múltiples planos o fisuras; además posee una importante capacidad mecánica tanto con compresión como en tracción.

1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo principal de esta investigación es conseguir mejoras mecánicas y físicas de los materiales cementicios canarios mediante la utilización de diferentes materiales cementicios con refuerzos de fibras, de tal manera que los daños patológicos producidos en las islas por acciones dinámicas de origen sísmico o eólico puedan disminuir en el futuro gracias al empleo de estos materiales.

El primer objetivo es verificar que con estos materiales cementicios canarios se pueden realizar materiales cementicios avanzados, ya que no existen investigaciones previas en este campo.

Lo principal en la búsqueda de estos materiales con buenas condiciones físicas y mecánicas es lograr que este material cementicio sea lo menos rígido posible sin perder (e incluso superando) las resistencias mecánicas, y que al mismo tiempo dicho material sea dúctil.

En el ámbito de las mejoras mecánicas, el objetivo es realizar ensayos tanto estáticos como dinámicos de tal manera que se puedan verificar las mejoras de estos materiales ante cargas estáticas y dinámicas.

Estas dos características principales (elasticidad y ductilidad) son fundamentales para conseguir mejores comportamientos ante cargas dinámicas, porque las posibilidades de que los materiales poco rígidos y con una buena capacidad de amortiguamiento no sufran roturas es muy elevada. Si

además estos materiales poseen una ductilidad considerable, en caso de producirse alguna rotura y entrar en periodo plástico son capaces de mantener sus resistencias mecánicas pese a haber fisurado, e incluso pueden aumentarlas.

Otro objetivo importante en la investigación es conseguir un material cementicio al que se le pueda ejercer un mayor control ante un posible fallo o rotura. Por lo general los materiales cementicios presentan un comportamiento frágil y, una vez fisurados, pierden sus capacidades mecánicas; en este caso las fisuras son de difícil predicción, por lo que mediante el estudio de la mecánica de la fractura se desea conseguir un material al cual se le pueda controlar más detalladamente en caso de defectos o roturas.

El último objetivo de la investigación es proponer diferentes aplicaciones constructivas con los nuevos materiales cementicios canarios, con la intención de que si los comparamos con elementos constructivos realizados con hormigones canarios convencionales constataremos que gracias a las nuevas propiedades físicas y mecánicas conseguiríamos un mejor comportamiento de los estos elementos ante cargas dinámicas.

1.3. METODOLOGÍA

La metodología empleada en esta investigación es la experimental. Este tipo investigaciones normalmente están divididas en cinco grandes bloques: introducción, materiales y métodos, resultados, discusión y conclusiones. Con este esquema principal como punto de partida, esta investigación ha sido dividida en ocho partes principales (ver figura 1.1): introducción, estado de la cuestión, diseño y elaboración de materiales, plan de ensayos, resultados y análisis y discusión

de los ensayos, propiedades de los nuevos materiales, aplicaciones constructivas y conclusiones y futuras investigaciones.

En la introducción se pretende proporcionar información suficiente para que el lector comprenda cuál es el problema que se va a tratar. En esta parte se plantean los objetivos que se persiguen y las preguntas a las que se desea contestar durante el trabajo. Este bloque también incorpora el método empleado para el desarrollo de la investigación y su organización.

El segundo bloque (estado de la cuestión) es la parte donde se comenta la situación actual de las investigaciones que giran en torno a la hipótesis planteada. En ella, además de hacer una recopilación de las investigaciones recientes, se definen y explican todos los conceptos básicos necesarios para poder entender y desarrollar la investigación. Además se indica la bibliografía relevante que debe consultar el lector para entender con mayor detalle el trabajo.

En el diseño y elaboración de materiales se proporciona la información suficiente para que los materiales descritos y elaborados puedan ser reproducidos por otras personas capacitadas. Se caracterizan todos los materiales empleados e incluso se detallan las distintas marcas utilizadas para cada material.

El plan de ensayos (más comúnmente conocido como el método) es donde se especifican todos los ensayos que se realizan y se explica detalladamente cómo se han diseñado y realizado. En la tabla 1.1 se pueden ver los ensayos realizados en esta investigación.

Introducción

MATERIAL	ENSAYOS FÍSICOS			ENSAYOS MECÁNICOS				
	CONSISTENCIA	DENSIDAD	ULTRA SÓNICOS	ESTÁTICOS		DINÁMICOS		TOTAL
				COMP.	TRAC. INDIRECTA	TRX.	REX.	
HC	Abrams	62	62	26	9	11	6	176
IRC	Velox	108	108	33	33	24	18	324
SEC	Escuremento	16	16	8	-	8	-	48
IRSEC	Escuremento	32	32	16	-	16	-	96
ECC	Escuremento	102	102	48	-	48	6	306
TOTAL		320	320	131	42	107	30	950

Tabla 1.1 Plan de ensayos.

El bloque de resultados y de su análisis y discusión se explica por separado. Por un lado se explicitan todos los resultados y por otro su análisis y discusión. En el apartado de los resultados se detallan los datos obtenidos en cada método de ensayo y en cada material de forma separada. Estos resultados representan el núcleo del trabajo, y es aquí donde se encuentran los hallazgos y aportaciones personales del autor. En esta parte el texto es más breve que en ninguna otra, ya que sólo se aportan los resultados concretos de forma resumida mediante tablas y figuras.

En el análisis y discusión de los resultados de los ensayos se pretende dar un aporte personal sobre los resultados obtenidos. Aquí no se realiza un resumen de los resultados obtenidos, sino que se analizan y se discuten y se intenta buscar relación entre ellos. Mediante tablas y figuras creadas se pretende hacer comprender mejor los resultados logrados. En este análisis y discusión también se incorporan un gran número de conclusiones.

En el apartado de propiedades de los nuevos materiales se detallan las principales propiedades nuevas de los materiales diseñados y elaborados, con el fin de dilucidar cuáles son los mejores para los objetivos de la investigación.

El penúltimo bloque es el de aplicaciones constructivas. En este apartado se proponen aplicaciones para los nuevos mate-

riales creados y ensayados. Además de proponer y diseñar dichas aplicaciones, se analiza y discute cómo se comportarían estas aplicaciones con los nuevos materiales creados y ensayados en relación con estas mismas aplicaciones hechas con materiales tradicionales.

Las conclusiones y futuras investigaciones conforman el último apartado de la investigación. En él se redactan las conclusiones generales obtenidas, que dan respuesta a los objetivos de partida detallados en la introducción. Sólo se detallan las conclusiones generales, ya que las puntuales se encuentran en los respectivos análisis, discusión y conclusiones de cada uno de los bloques anteriores. Por último, toda investigación genera un nuevo conocimiento que sirve para crear otros nuevos conocimientos, y por ello una parte importante en el método de desarrollo de esta investigación es la aportación de nuevas líneas de investigación abiertas y posibles futuras investigaciones. Ésta es la razón por la que se detallan en el último apartado algunas de las posibles investigaciones a desarrollar por otros investigadores o por el autor.

1.4. ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El trabajo está dividida en cinco capítulos: introducción, estado de la cuestión, materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras, aplicaciones constructivas de materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras y conclusiones y futuras investigaciones.

Dentro de cada uno de estos capítulos existen una serie de tablas, figuras y citas bibliográficas. Las tablas y figuras están ordenadas de forma correlativa en cada capítulo y todas están recopiladas después del índice del documento.

Introducción

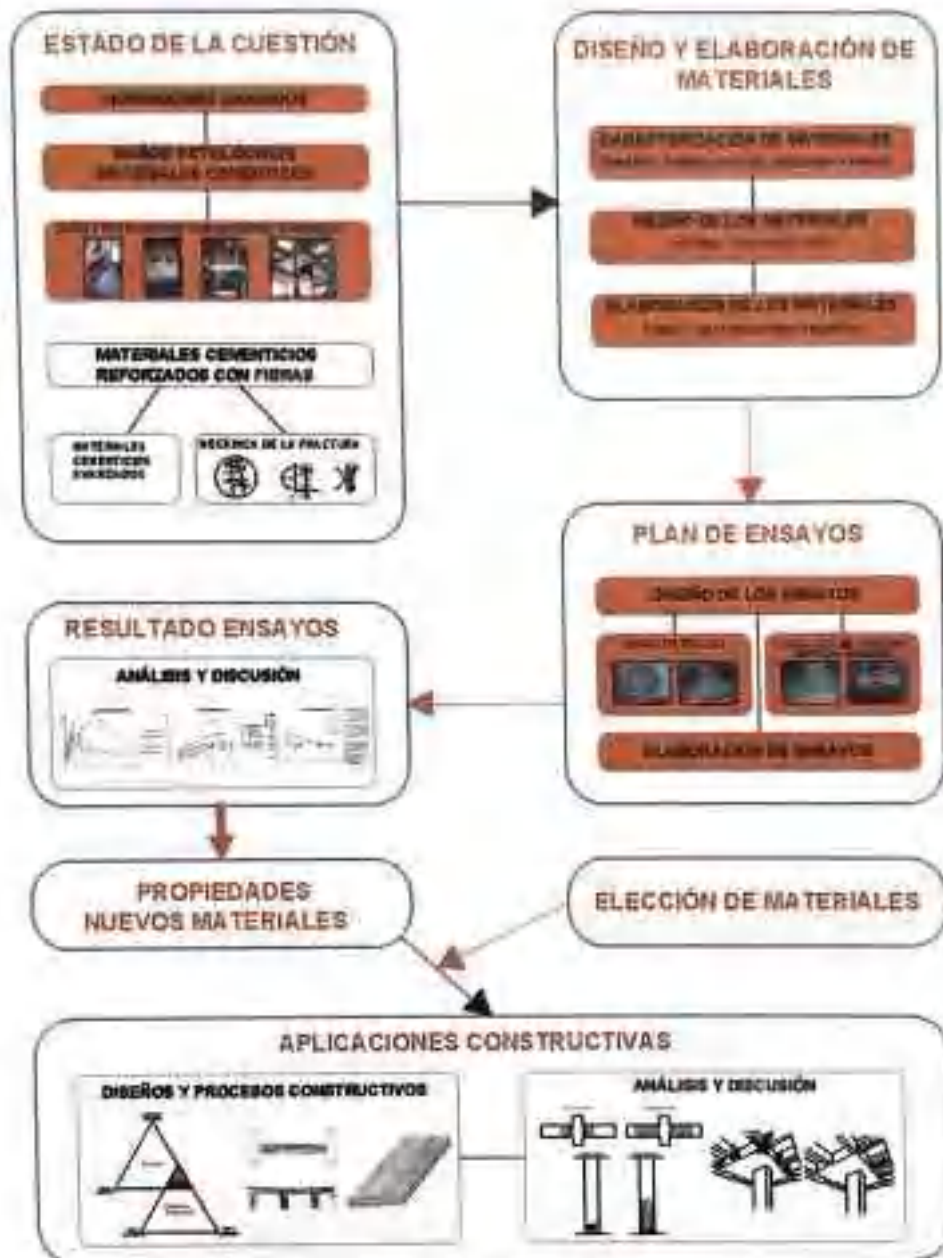


Figura 1.1. Esquema de la metodología de la investigación.

La bibliografía, sin embargo, tiene una numeración correlativa para todo el documento y se halla recopilada en las últimas páginas del mismo.

En este primer capítulo (como se ha visto) se detallan los problemas originales y datos de partida, los objetivos que se persiguen, la metodología empleada y por último la organización.

El capítulo segundo, titulado "Estado de la cuestión", está dividido en siete partes. La primera es el de la introducción del capítulo, donde se esboza brevemente su contenido. La segunda se titula "Los hormigones canarios": en ella se explican las características de los hormigones que se realizan en Canarias, sus componentes, la normativa que tienen que cumplir y las últimas investigaciones que se han realizado con estos hormigones. En este apartado también se explican y detallan los daños patológicos de los materiales cementicios.

La tercera parte de este segundo capítulo es la que corresponde a los materiales cementicios reforzados con fibras; en ella se definen sus principales características y se comentan diferentes trabajos de investigación sobre ellos, tanto en el ámbito nacional como en el internacional.

En el cuarto y quinto punto del capítulo segundo se describen con mayor detalle las características y las principales investigaciones realizadas con los materiales cementicios avanzados con fibras (ECC: Engineered Cementitious Composite) y los hormigones autocompactos (SCC: Self Compacting Concrete). El sexto bloque se titula "Aplicaciones de la técnica de la fractura a materiales cementicios reforzados con fibras"; en él se explican las investigaciones realizadas en este campo y su importante utilidad. Por último, en el apartado séptimo se realiza un resumen y se exponen conclusiones de todo lo anterior.

El capítulo donde se realizan todos los ensayos es el tercero. En primer lugar se expone una introducción; en el siguiente punto se caracterizan los materiales empleados y se explica en qué consisten los ensayos que se realizan, así como la forma de llevarlos a cabo. Los puntos cuatro, cinco, seis y siete del capítulo contemplan todos los resultados de los ensayos realizados. Estos puntos corresponden a cada uno de los materiales diseñados, y antes de exponer los resultados se detallan las dosificaciones de cada uno de los materiales. Por último, el apartado octavo corresponde al análisis y discusión de estos resultados y, a modo de cierre, se redactan las conclusiones generales.

El cuarto capítulo es donde se proponen las aplicaciones constructivas de los materiales diseñados, elaborados y ensayados. El capítulo está dividido en cuatro puntos. En el primero está la introducción; en el segundo, las aplicaciones constructivas propuestas; en el tercero, el análisis y discusión de las aplicaciones constructivas; en el cuarto, las conclusiones del capítulo.

Por último, el capítulo quinto está dividido en dos partes. En la primera se detallan las principales conclusiones de la investigación en relación con los objetivos propuestos en su inicio. La segunda parte es donde se enumera una serie de futuras investigaciones abiertas a raíz de este trabajo.

CAPÍTULO II

ESTADO DE LA CUESTIÓN

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se pretende desarrollar y explicar los conceptos teóricos necesarios para poder elaborar de la manera más completa posible la investigación. Además se expone una serie de trabajos elaborados en este campo por diferentes investigadores de ámbito internacional.

Es importante, antes de realizar el plan de ensayos, dejar claros cuáles son los datos de partida para conseguir mejoras en los materiales cementicios canarios.

Como se verá a continuación, los materiales cementicios que se realizan en la actualidad en las islas Canarias, principalmente hormigón, presentan características que los hacen exclusivos y, al mismo tiempo, problemas patológicos específicos. Precisamente otra de las prioridades de este capítulo es la especificación y análisis de dichos problemas para hallar una solución en esta investigación.

Como ya se comentó en el capítulo de introducción, esta investigación busca las posibles aplicaciones constructivas de

diferentes materiales de matriz cementicia con refuerzo de fibras poliméricas (exactamente de polipropileno), por eso en este estadio de la investigación es importante el análisis de los materiales cementicios con refuerzos de fibras y el estudio de forma comparativa de diferentes trabajos con este tipo de refuerzo.

En la parte última de este capítulo segundo se explican las diferentes formas y causas de roturas de los materiales de matriz cementicia con y sin refuerzo de fibras. Este estudio del comportamiento del material ante el fallo mecánico debido a una carga, sea estática o cíclica, es importante (como veremos en el tercer capítulo) para explicar correctamente los diferentes comportamientos de los materiales que se realizan en la investigación.

2.2. LOS HORMIGONES CANARIOS

Los hormigones en Canarias no son sólo únicos por su situación geográfica o climatológica, sino también porque los propios componentes que los forman son endémicos del lugar.

En la actualidad, en los hormigones que se realizan en las islas para la edificación sólo se tienen en cuenta si las resistencias resultantes a 28 días están en torno a los 250 y 300 kg/cm². Sin embargo, dada la importancia del ambiente marino en que se encuentran estos hormigones, existen otras muchas preocupaciones que están empezando a cobrar protagonismo. Éstas son la relación máxima A/C, la consistencia, el espesor del recubrimiento de las armaduras y la permeabilidad de dicho material. También existen otras líneas de interés, como ya se ha comentado anteriormente en este trabajo, tales como los comportamientos mecánicos de estos hormigones

Estado de la cuestión

ante fenómenos climatológicos, acciones sísmicas y vientos constantes y de altas velocidades.

Éste es el apartado de la investigación donde se trata de explicar los principales componentes de los hormigones canarios, la normativa que influye sobre dichos materiales, los daños estructurales más frecuentes en ellos y la situación actual de las líneas de investigación de estos materiales.

2.2.1. Componentes

Como se ha dicho, los componentes de los hormigones canarios son endémicos del lugar. Los áridos empleados se extraen de canteras en las islas, y los cementos se realizan en Canarias.

2.2.1.1. Áridos

Los áridos son de carácter volcánico, principalmente fonolitas y basaltos. Sus resistencias son incluso superiores que la de los propios hormigones.

Estos áridos suelen obtenerse por métodos de machaqueo, a través de los cuales se obtienen las distintas granulometrías. Dicho machaqueo provoca un árido muy irregular en su forma, generalmente con forma lineal o de laja. En la actualidad cada vez se utilizan menos los basaltos, dada su extremada dureza, ya que al obtenerse por métodos de machaqueo dicho mineral es de muy difícil muela, lo cual dificulta su obtención y aumenta los costes. Por todo ello los áridos más empleados normalmente son los de naturaleza fonolítica.

Por otro lado las granulometrías que se suelen utilizar con este árido de machaqueo canario son de 0/5, 5/10 y 10/20.

El fino que se utiliza generalmente en los hormigones canarios es la arena del Sáhara. Esta arena de naturaleza silíceo-calcárea es de fácil obtención por la proximidad de las islas al desierto del Sáhara. La granulometría de esta arena es 0/1.

2.2.1.2. Cemento

Los cementos utilizados en Canarias poseen una característica común: la adición de una puzolana natural a la mezcla general de cal, sílice, hierro y aluminio.

Esta puzolana proporciona al cemento una mayor durabilidad química, una mayor compacidad e impermeabilidad, un menor calor de hidratación y, por último, también contrarresta las expansiones producidas por la presencia de cal y magnesio libre. En función del porcentaje de cemento que posea la mezcla hablaremos de cemento con puzolana o cemento puzolánico.

En Canarias se fabrican y se comercializan tres tipos de cementos: el CEM IV/A (P) 32,5 N, el CEM II / A-P 42,5 N y el CEM II / B-P 32,5 R. Este último es el más comercializado para obras de edificación y, como veremos más adelante, es el que se utiliza para la investigación.

El CEM IV/A (P) 32,5 N (UNE-EN 197-1:2000) tiene una adición de puzolana natural del orden de 11-35%. Se suele utilizar para obras de hormigón en masa en grandes volúmenes (presas, cimentaciones masivas, muros de contención, etc.), dado su bajo calor de hidratación, para construcciones que requieran buena impermeabilidad, para obras marítimas, para bases y subbases de carreteras tratadas con cemento, y para morteros en general donde la agresividad química del medio pueda ser muy importante.

Estado de la cuestión

El CEM II / A-P 42,5 N (II / A-P 42,5 N/MR UNE 80303-2:2001) posee una adición de puzolana natural del orden de 6-20%. Normalmente se emplea para obras de hormigón en contacto con aguas o ambientes marinos, para hormigón en masa y armado, de resistencias medias y altas, y para hormigones en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez mineral.

Por último, el CEM II / B-P 32,5 R (UNE-EN 197-1:2000), el cemento utilizado en el trabajo, tiene una adición de puzolana natural del orden de 21-35%. Está recomendado para todo tipo de hormigón en masa o armado y para prefabricación con tratamientos hidrotérmicos e higrotérmicos.

2.2.2. Normativa

La normativa por la que se rigen los hormigones en Canarias (al igual que en el resto del territorio español) es la EHE y la EFHE. La EHE, que es la normativa para hormigón armado, fue aprobada el 11 de diciembre de 1998 mediante el Real Decreto 2661/1998, y su disposición transitoria única fue modificada y aprobada el 11 de junio de 1999 mediante el Real Decreto 996/1999. Por su parte, la instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados fue aprobada el 5 de julio de 2002 mediante el Real Decreto 642/2002.

Los principales apartados destacados en este trabajo son los relativos al ambiente de exposición, relación agua-cemento, contenido de cemento, resistencias mecánicas, durabilidad y recubrimientos en las piezas de hormigón armado.

2.2.2.1. Ambiente

Cada elemento estructural tiene una clase general de exposición; alguno de ellos puede tener clase específica. A continuación podemos ver cómo en la tabla 2.1 el ambiente o designación de tipo III a es el que pertenece a elementos estructurales a menos de 5 km de la costa, caso que en Canarias sucede gran número de veces. Este tipo de ambiente suele atacar al hormigón por la existencia de iones cloruros en el ambiente.

CLASE	SUBCLASE	DESIGNACIÓN	DESCRIPCIÓN
No agresiva		I	Interiores edificios
			Elementos de hormigón en masa
Normal	Humedad alta	Ila	Interiores con alta humedad
			Exteriores con P media anual > 600 mm
	Humedad media	Ilb	Exteriores con P media anual < 600 mm
Marina	Aérea	Ila	Estructuras a menos de 5 km de la costa
	Sumergida	Ilb	Elementos sumergidos permanentemente
	Zona de mareas	Ilc	Elementos en zonas de carrera de mareas
Cloruros no marinos		IV	Elementos en contacto con cloruros (piscinas, EDAR)

Tabla 2.1. Clases generales de exposiciones relativas a la corrosión de las armaduras.

2.2.2.2. Relación agua-cemento

El agua de amasado debe controlarse muy estrictamente, ya que a mayor cantidad de agua, el hormigón será más poroso y, por tanto, de menor resistencia y de menor durabilidad, ya que permitirá un mayor ataque químico de agentes externos. Antiguamente era común introducir más agua a la mezcla de árido y cemento para conseguir mejor trabajabilidad,

sin embargo este aumento de agua empobrecía considerablemente el hormigón.

No se debe confundir esta agua con la utilizada en el curado, una vez fraguado el hormigón, que debe ser abundante, ya que esta agua de curado facilita que la mezcla obtenga una correcta hidratación.

Por norma general esta relación agua-cemento debe ser menor cuanto más agresivo sea el ambiente que rodea la estructura.

2.2.2.3. Contenido de cemento

Además de poca agua, el hormigón necesita cemento en cantidades razonables, ya que es el material que protege a las armaduras de la corrosión y dota al hormigón de capacidad intrínseca para resistir y durar. Es cierto que un hormigón con poco cemento dura muy poco, sin embargo la utilización del cemento en cantidades excesivas puede llegar a ser igual de nocivo, o incluso peor. No es recomendable utilizar más de 400 kg/m³ en hormigones convencionales, ya que su gran capacidad de retracción produce microfisuras en el hormigón que lo convierten en un material poco resistente y de escasa durabilidad.

2.2.2.4. Máxima relación agua-cemento y contenido mínimo de cemento

El límite superior de la relación agua-cemento y el contenido mínimo de cemento están normalizados en función del tipo de ambiente. En la tabla 2.2 podemos observar cómo para los hormigones convencionales para el ambiente II a y III a -que es el de la mayoría de los elementos estructurales y constructivos de Canarias- las relaciones agua-cemento no

deben ser mayores a 0,6 y 0,5, y las cantidades mínimas de cemento, 275 y 300 kg/m³ respectivamente.

Hormigón		Clase de exposición									
		I	II a	II b	III a	III b	III c	IV	H	F	E
Máxima relación a/c	En masa	0,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,55	0,50	0,50
Mínimo cemento (kg/m ³)	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,50	0,45	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
	En masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	300	325	300

Tabla 2.2. Máxima relación agua-cemento y contenido mínimo de cemento según clase de exposición.

Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad

Según las condiciones que se han detallado en el apartado anterior, los hormigones convencionales deben cumplir unas resistencias mínimas de entre 20 y 35 N/mm² según el ambiente y el tipo de hormigón.

Hormigón		Clase de exposición									
		I	II a	II b	III a	III b	III c	IV	H	F	E
Resistencia mínima N/mm ²	En masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	30	30

Tabla 2.3. Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad.

2.2.2.5. Recubrimientos

Un adecuado recubrimiento es fundamental para garantizar la durabilidad del hormigón. A igualdad de otro tipo de condiciones se puede estimar que duplicar el recubrimiento significa multiplicar por 10 la vida útil del material.

El recubrimiento genérico es la distancia entre la parte más exterior de la barra más cercana al paramento y el paramento. En casos habituales es $\geq 3,5$ cm.

Si se quiere calcular el recubrimiento de forma más precisa, se puede obtener como suma de dos términos. El recubrimiento mínimo ($r_{\min}$) más Δr . El recubrimiento mínimo dependerá de la clase de exposición a la que se verá expuesto el elemento constructivo o estructural, y se detalla en la tabla 2.4.

$$R_{\text{nom}} = r_{\min} + \Delta r.$$

Hormigón		Clase de exposición						
		I	II a	II b	III a	III b	IV c	IV
$25 \leq f_{ck} \leq 40$	General	20	25	30	35	35	40	35
	Prefabricado	15	20	25	30	30	35	30
$f_{ck} \geq 40$	General	15	20	25	30	30	35	30
	Prefabricado	15	20	25	25	25	30	25

Tabla 2.4. Recubrimientos mínimos.

Δr será:

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución.
- 5 mm en elementos in situ con control intenso de ejecución.
- 10 mm en el resto de elementos.
- Cuando el paramento está en contacto con el terreno, sin encofrar, el recubrimiento mínimo será de 7 cm.

2.2.3. *Daños patológicos de los materiales cementicios*

Los daños patológicos en elementos constructivos o estructuras de hormigón armado no son nuevos, ya que empiezan a presentarse cuando aparece el propio material, el hormigón. Sin embargo, puede decirse que es en la década de 1960 cuando la intensidad e importancia de los daños, incluso en estructuras relativamente jóvenes, hace que aparezca una inquietud generalizada por su estudio; en dicha década fueron muchos los técnicos que se dedicaron a investigar y analizar los problemas estructurales, tanto para comprender las causas que los habían motivado como para encontrar los materiales y las técnicas más idóneas para solucionarlos.

Son muchos los daños patológicos que sufren los materiales cementicios, en especial los elementos constructivos y estructurales. Estos daños pueden ser tanto de naturaleza química como mecánica. Sin embargo, se puede decir que existen cinco grandes grupos que clasifican las principales causas de tales daños: errores de diseño y/o cálculo -más comúnmente denominados errores de proyecto-, errores de ejecución, defectos de calidad en los materiales, mal uso o mantenimiento y acciones imprevistas por causas naturales o excepcionales (VIERTEZ, 1984).

En la década de 1980 el grupo de trabajo GEHO realizó una encuesta con 844 casos patológicos, en los cuales había más de 200 con problemas similares en vigas planas y otros 250 con patologías por utilización de cemento aluminoso o cementos piratas con áridos en el hormigón. Los resultados obtenidos fueron los siguientes: el 32% eran causados por errores del proyecto, el 30% por errores en los materiales, el 26% por errores de ejecución, el 6% por errores de uso, el 7% por errores de conservación, el 12% por acciones imprevistas

y el 1% por otros; estos resultados suman más del 100% porque existen casos con lesiones diversas (GUTIÉRREZ, 2001).

Existen otros muchos estudios más centrados en las patologías de los elementos constructivos y estructurales de materiales cementicios. Por lo general los porcentajes que suelen dar de causas patológicas suelen ser: errores de proyecto 43%, errores de ejecución 28%, errores de los materiales 14%, errores de uso 10% y otros errores 5% (OYARZABAL).

Dentro de los errores de los materiales cabe destacar dos causas principales: los fallos mecánicos del material y los deterioros por ataques químicos. Los fallos mecánicos del material pueden producirse por múltiples razones: fallo en el diseño del material, fatiga del material, fallos por acciones accidentales, etc. Respecto a los deterioros por ataques químicos habría que destacar los siguientes: ataque por lixiviación del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ debido a aguas puras, ataque por anhídrido carbónico CO_2 agresivo para la cal del cemento, que puede aparecer disuelto en determinadas aguas naturales, ataque por el CO_2 del aire (carbonatación), ataque por el yeso $\text{SO}_4\text{Ca}2\text{H}_2\text{O}$, ataque por sulfato magnésico SO_4Mg , ataque por sulfato sódico SO_4Na_2 , ataque por reacción árido-álcali o álcali-árido, ataque por sales de deshielo y ataque por el agua de mar (TALERO, 2001).

Los daños patológicos de los materiales cementicios son de mayor importancia cuando dichos materiales se emplean para realizar estructuras de matriz cementicia armadas en la edificación puesto que pueden verse comprometidas vidas humanas. Para poder prevenir o reparar dichos daños es muy importante poder analizar correctamente las características y las causas de los mismos, sólo así se podrán evitar lesiones en el futuro o se podrá elegir correctamente la terapéutica a emplear para su reparación (FERNÁNDEZ, 1977; CALAVERA, 1996).

2.2.3.1. Daños patológicos de los materiales cementicios canarios

Los materiales cementicios canarios tienen los mismos daños patológicos que los materiales cementicios en general, sin embargo la situación geográfica hace que los daños por ataques químicos y por acciones accidentales eólicas o sismológicas sean más frecuentes que en el resto del territorio español.

Las patologías por ataques químicos suelen estar principalmente causadas por el ataque de los iones cloruros que se encuentran suspendidos en el aire por la proximidad de la costa (como es propio del ambiente III a).

Por otro lado los daños por acciones climatológicas o accidentales también son bastante frecuentes, principalmente motivados por vientos racheados de elevada intensidad y por acciones sísmicas esporádicas de baja intensidad.

Como ya hemos comentado, esta investigación se centra principalmente en la búsqueda de materiales cementicios canarios reforzados con fibras que mejoren sus cualidades, principalmente ante acciones de cargas cíclicas (dinámicas) de sismo o viento. Por ello a continuación se citan algunos de los daños patológicos que han sucedido en Canarias durante los últimos años. También se expone en el siguiente apartado una explicación de los daños patológicos debidos a las acciones sísmicas.

En la figura 2.1 podemos ver las imágenes de la cabeza de un pilar fracturado a consecuencia de un movimiento sísmico producido en las islas en el año 2002. Se aprecia la gravedad del daño, ya que el pilar ha perdido todo el hormigón que poseía en su cabeza.



Figura 2.2. Aspecto de forjado reticular fracturado y pérdida de casetón de bloque por acciones horizontales extremas.

La figura 2.2 muestra los daños patológicos producidos por acciones horizontales extremas en una edificación de forjados reticulares. En la imagen vemos cómo uno de los forjados ha perdido sus casetones de hormigón aligerado y los nervios han sido dañados de manera importante. Esto se ha debido a la poca capacidad que tienen estas estructuras de hormigón para disipar energía y deformarse. Además hay que sumar las diferencias de los materiales que forman los nervios y los casetones, ya que tienen diferentes propiedades y presentan comportamientos distintos.



Figura 2.3. (a) Aspecto de pilar de sótano fracturado en la zona lateral intermedia. (b) Aspecto de pilar de fachada fracturado. Tanto la figura a como la b son daños patológicos como consecuencia de un movimiento sísmico en Canarias.

Por último, en las dos imágenes de la figura 2.3 se observa cómo los pilares de hormigón tradicional canario no han sido capaces de soportar las deformaciones producidas por las cargas cíclicas de un movimiento sísmico en las islas. En las figuras 2.6 y 2.7 del apartado siguiente se representan los diferentes modos de deformación de los pilares de una estructura plana, que explican la causa del desmoronamiento del hormigón en los pilares.

2.2.3.2. Daños patológicos por acciones sísmicas

En la actualidad los daños estructurales en las edificaciones por acciones sísmicas son cada vez más importantes, no sólo por la gravedad de los daños en la edificación, sino también porque suelen ser la causa del mayor número de víctimas por derrumbamiento de los edificios.

Los terremotos o movimientos sísmicos son temblores o sacudidas de la corteza terrestre ocasionados por desplazamientos internos que se transmiten a largas distancias en forma de ondas. Durante el seísmo se libera una cantidad de energía que ha sido almacenada en el interior de la corteza durante grandes periodos de tiempo en las zonas de contacto de dos placas tectónicas.

El foco o hipocentro es la zona profunda donde se inicia un movimiento sísmico. Existen tres categorías de hipocentro en relación con la profundidad donde se localicen: superficial (entre 0 y 70 km de profundidad), intermedio (entre 70 y 300 km) o profundo (a más de 300 km).

El punto que se encuentra justo encima del foco o hipocentro se le denomina epicentro. Dicha localización es donde se produce con mayor intensidad el terremoto. Cuanto más cerca estén las edificaciones de dicho punto mayor serán las cargas cíclicas a las que se verán sometidas, por lo tanto es allí donde suele tener lugar el mayor número de daños patológicos y colapsos estructurales.

A) Normativa

Desde octubre de 2002 en España existe la normativa sísmorresistente NCSE-02, que derogó la anterior norma NCSE-94 (NORMATIVA SISMORESISTENTE, 2002). Dicha normativa clasifica las construcciones en tres tipos: de importancia moderada, de importancia normal y de importancia especial. Las

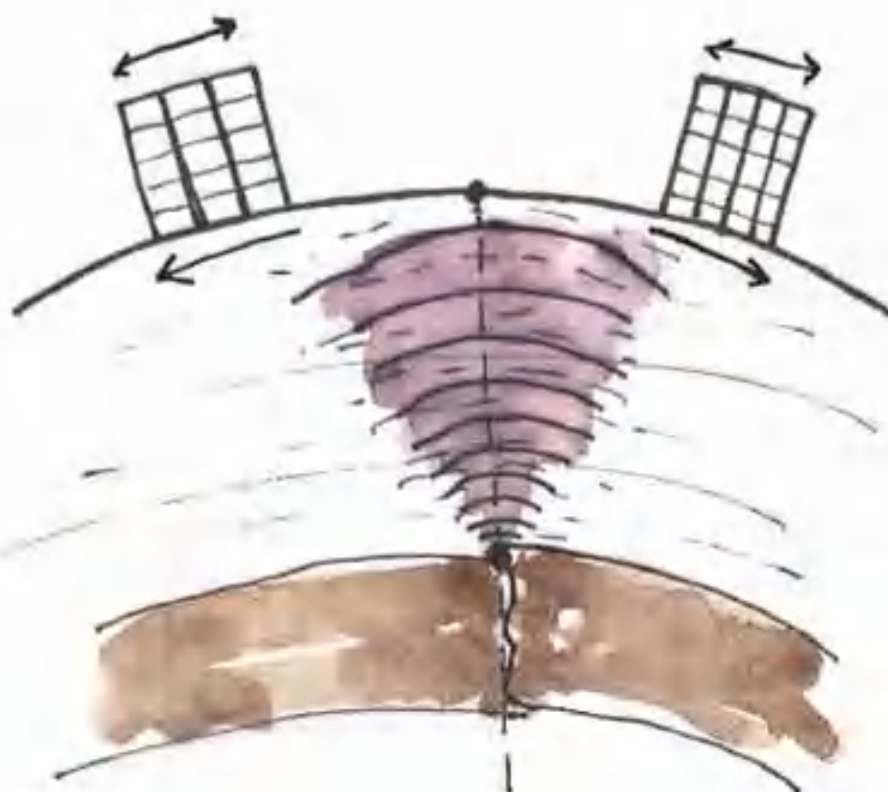


Figura 2.4. Esquema de liberación de energía en un movimiento sísmico.

construcciones de importancia moderada son aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos a terceros. Las de importancia normal son aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos. Por último, las de importancia especial son aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se

incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y en documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas; también las construcciones como hospitales, edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, centros de organización y coordinación de funciones en casos de desastre, edificios e instalaciones vitales de medios de transporte, etc.

La aplicación de esta norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el párrafo anterior, que corresponden al artículo 1.2.1 de la normativa. Sin embargo, se verán exentas de cumplir las obligaciones de la norma las construcciones de importancia moderada, las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea inferior a 0,04 g (siendo g la aceleración de la gravedad), y las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea inferior a 0,08 g. Sin embargo la norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo (a_c) es igual o mayor de 0,08 g. Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables. En los casos en que sea de aplicación dicha norma, no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial. Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,08 g e inferior a 0,12 g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,12 g, un máximo de dos.

Como veremos a continuación, la gran novedad de la NCSE-02 con respecto a la anterior NCSE-94 es la incorporación del territorio canario a la zona con aceleración sísmica básica (a_b) de 0,04 g. Por ello un gran número de edificacio-

nes de las islas se ven afectadas por las condiciones de cálculo y diseño de la norma.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de la figura 2.5. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad (g), la aceleración sísmica básica (a_b) -un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno- y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.



Figura 2.5. Mapa de peligrosidad sísmica.

En la lista del anexo 1 de la norma se detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a 0,04 g, junto con los del coeficiente de contribución K. Todos los municipios de la comunidad autónoma de Canarias tienen una aceleración sísmica básica (a_b) igual a 0,04 g (como comentamos anteriormente), y un coeficiente K de 1.

Para las edificaciones con modelos planos de estructuras de pisos se considerarán tres modos de vibración o deformación. Estos modos se detallan en la figura 2.6. En la figura 2.7 podemos ver un esquema de cada uno de los modos de vibración de un modelo de estructura de pisos.

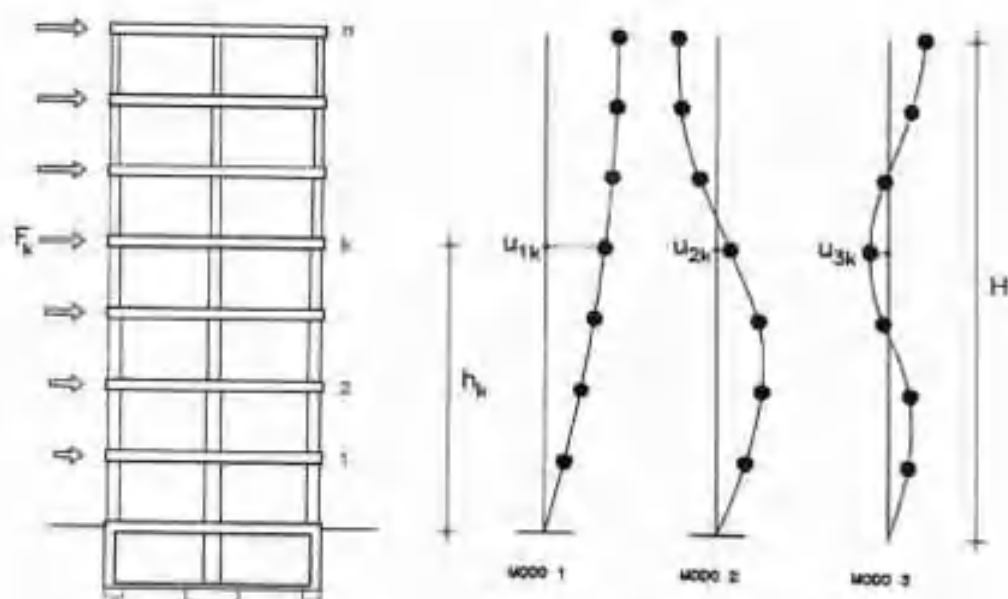


Figura 2.6. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos.

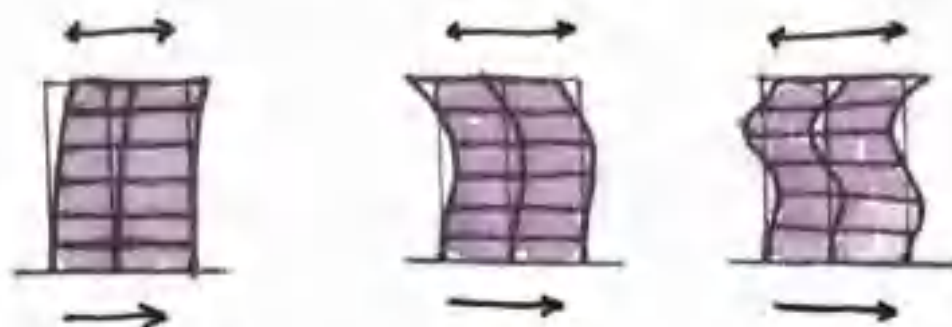


Figura 2.7. Esquemas de vibración y deformación en modelos planos de estructuras de pisos.

B) Tipos de daños patológicos en las estructuras de hormigón armado

Existen dos tipos de daños producidos por movimientos sísmicos: los directos y los indirectos. Los directos son los afectan físicamente a las estructuras durante el terremoto en sí; los indirectos son los producidos por fuego, liberación de materias peligrosas, inundaciones por fallo de diques o presas, desprendimientos de elementos (estructurales o no estructurales), etc.

Los daños patológicos directos son el objeto de esta investigación. Estos daños se clasifican en diversos grados, desde daños leves hasta el colapso total de la estructura. Cabe señalar que el colapso puede producirse por la acumulación de daños leves.

- Dentro de las estructuras de hormigón armado las lesiones que se consideran leves o de grado medio se agrupan en dos grupos: daños en elementos verticales y daños en elementos horizontales (AAVV).
- Los daños de los elementos verticales comprenden:
- Punzonamiento de los pilares en los capiteles de las estructuras reticulares o losas macizas.

- Agrietamiento inclinado de los pilares en una o dos direcciones.
- Desprendimiento o desmoronamiento del hormigón en los pilares.
- Agrietamiento diagonal en cruz de los muros de carga.

Por otra parte, los daños en elementos horizontales pueden ser:

- Desmoronamiento inclinado de las vigas en la proximidad de sus extremos.
- Desprendimiento y desmoronamiento del hormigón en la parte inferior de las vigas cerca de la unión con los pilares.

C) Sistemas de prevención de los daños patológicos

A la hora de prevenir los daños patológicos en las estructuras y en los elementos constructivos de la edificación es muy importante la elección de tipologías edificatorias adecuadas, así como el empleo de sistemas constructivos y estructurales apropiados.

Sin embargo, las características del material juegan un papel fundamental. La insuficiencia de ductilidad en los hormigones tradicionales es una de las principales causas del mal comportamiento de las estructuras y elementos constructivos en la edificación. Por ello el motivo de esta investigación es buscar un material cementicio avanzado con una ductilidad que no poseen los frágiles hormigones tradicionales.

Por ductilidad entendemos la capacidad que posee el material para deformarse en mayor o menor grado sin perder sustancialmente su resistencia. De esta forma el material es capaz de absorber y disipar la energía que se produce ante un fenómeno sísmico.

En la actualidad la ductilidad del hormigón armado tradicional para elementos constructivos y estructurales depende

directamente de la cuantía y ductilidad del acero que se le introduce. Sin embargo, el material de matriz cementicia sigue siendo frágil, por lo que se intenta conseguir un material cementicio avanzado que presente un comportamiento dúctil.

2.2.4 Situación actual de las investigaciones con hormigones canarios

Como ya se ha comentado, los hormigones canarios presentan unas características diferentes a las de los hormigones realizados en el resto del mundo. Por ello las investigaciones que se realizan con estos hormigones, aunque mantienen paralelismos con el resto de investigaciones sobre este material, son exclusivas.

Como los materiales que se emplean son originarios de las islas, todos los trabajos de investigación se suelen desarrollar en las propias islas Canarias. Pese a ello, gran parte de esta investigación se ha desarrollado en la comunidad autónoma de Madrid, lo cual no es usual a causa del elevado coste que exige el traslado de materiales.

Los áridos son uno de los materiales fundamentales para la elaboración de este tipo de hormigón, como se ha visto con anterioridad. Fue en el año 1990 cuando Gnigou publicó una tesis doctoral titulada "Influencia de las características petrográficas de los áridos canarios en las propiedades de los hormigones" (Gnigou, 1990).

Paralelamente Pérez Luzardo trabajó con el color y las texturas de estos hormigones (Pérez, 1991).

Los hormigones en Canarias -al igual que en muchos puntos del territorio español- se empleaban para la elaboración de edificaciones con unas resistencias características del material de 170 kg/cm² aproximadamente.

Fue a principios de la década de 1990 cuando en las islas se empiezan a desarrollar investigaciones serias con los hormigones canarios para mejorar la resistencia y durabilidad, ya que la norma técnica de próxima aplicación anunciaba nuevas exigencias.

En el año 1994 Guigou inició una fase de investigación en la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria para conseguir mejoras de resistencias (GUIGOU). Se trabajó con la disminución de cantidad de agua y con la inclusión de superfluidificante para mantener una trabajabilidad y consistencia estándar (cono de Abrams 6 cm) con relación al hormigón de referencia. En esta investigación se comprobó la escasa resistencia de estos hormigones por la elevada proporción de agua que poseían las mezclas. Se consiguieron hormigones de resistencias entre 300 y 350 kg/cm², con prestaciones muy superiores a las de los hormigones de 170 kg/cm² que hasta esos momentos se empleaban de forma cotidiana.

En la actualidad existen varias líneas abiertas en la investigación de estos hormigones. La primera es la desarrollada por Guigou con la adición de microsilíce y superfluidificante a estos hormigones elaborados con el CEM II/BP 32,5 R (el mismo que nosotros usamos en nuestra investigación); A través de esta línea de investigación ya se elaboran hormigones canarios con resistencias superiores a los 700 kg/cm². Por otra parte, R. Santana está llevando a cabo una segunda línea de investigación que trata de elaborar hormigones autocompactantes en las islas Canarias con materiales canarios (SANTANA, 2004). Esta línea de trabajo se lleva a cabo mediante la realización de paneles de fachada prefabricados y pigmentados elaborados con hormigones canarios autocompactos.

2.3. MATERIALES CEMENTICIOS REFORZADOS CON FIBRAS

La utilización de fibras cortas en la construcción no es un concepto nuevo. Nuestros antepasados ya las usaron, como cuando se empleaban fibras secas vegetales y pelo de caballo para reforzar arcillas húmedas, con las que luego se fabricaban ladrillos y adobes.

El hormigón es un material frágil con un buen comportamiento a compresión pero con bajas resistencias a tracción. Por ello debe ser armado con acero u otros materiales para suplir esta deficiencia. El empleo de fibras cortas para suplir dichas deficiencias ha estado dando buenos resultados años atrás, sobre todo en dos aspectos fundamentales: resistencia y retracción.

En el año 1960 se empezó a trabajar con hormigones reforzados con fibras cortas de acero. Ya en la década de 1970 se empieza a trabajar con fibras poliméricas, principalmente de polipropileno.

Los materiales compuestos con fibras se agrupan en tres grupos. El primer grupo posee fracciones volumétricas menores del 1%; en él se encuentran los productos con hormigón en masa. El segundo, con fracciones de entre el 5 y el 15%, se emplea en la elaboración de laminas delgadas para recubrimientos con cemento u morteros. El tercer grupo, con valores entre el 1 y el 5%, tiene aplicaciones restringidas (como la realización de bóvedas, por ejemplo).

Las fibras que se emplean para reforzar el hormigón se dividen en dos grupos: las fibras de bajo módulo y gran alargamiento a rotura, y las de alto módulo y elevada resistencia. Las poliolefinas (polietileno y polipropileno) y las poliamidas (nylon) forman parte del primer grupo; las fibras de acero, vidrio, asbestos, carbono y grafito pertenecen al segundo. A continuación haremos una recopilación de distintos trabajos realizados en este campo hasta el momento.

2.3.1. Propiedades de las fibras poliméricas

A continuación se describen las principales propiedades físicas, mecánicas, químicas, higrotérmicas, de permeabilidad y óptico-visuales de las fibras poliméricas. La mayoría de los datos han sido tomados del compendio "Polymers: Fibers and textiles" (KROSCWITZ, 1990).

Por otra parte, para recopilar datos más concretos sobre las fibras de polipropileno (fibras utilizadas para la investigación) se ha utilizado el documento bibliográfico elaborado por M. Ahmed: "Polypropilene Fibers" (AHMEN, 1982).

2.3.1.1. Físicas

En la tabla 2.5 se adjuntan algunas propiedades físicas de las poliolefinas comerciales y de otras fibras sintéticas.

Polímero	Tenacidad G/Fz	Deformación rotura (%)	Módulo GPa	Densidad kg/m ³	Contenido de humedad a 31°C y 65% HR (%)
Poliéster	0,37-0,73	13-40	2,1-3,7	1390	0,4
Carbono	31	1	227	1730	-
Nylon	0,23-0,60	25-65	0,5-2,4	1130	4-5
Raión	0,25-0,42	8-30	0,8-8,3	1500	11-13
Acetato	0,14-0,16	25-45	0,41-0,64	1320	6
Acrílico	0,22-0,27	15-55	0,51-1,02	1160	1,5
Olefinas	0,16-0,44	20-200	0,24-3,22	910	0,01
Vitrlo	4,6	5,3-5,7	89	2470	-
Aramid	2,8	2,5-4,0	113	1440	4,5-7
Fuoro-carbono	0,18-0,74	5-140	0,18-1,48	2100	-

Tabla 2.5. Propiedades físicas de fibras comerciales.

La tenacidad en todas las fibras comerciales oscilan entre los valores de 0,14 y 0,74 GPa, excepto el vidrio (con 4,6 GPa), el carbono (con 3,1 GPa) y las aramidas (con 2,8 GPa); estas tres fibras son, pues, las más tenaces.

Podemos ver que existe una gran horquilla de deformación a rotura de las olefinas entre 20-200% frente a la pequeña del vidrio 5,3-5,7% o de las aramidas 2,5-4,0%.

Cabe destacar la baja densidad de las fibras comerciales especialmente las poliméricas, que oscila entre 1 y 1,8 gr/cm³; generalmente es menor en los polímeros termoplásticos que en los termoestables, y está directamente relacionada con la presión en los procesos de fabricación.

Es destacable el pequeño coeficiente de absorción de humedad: las olefinas poseen un 0,01% a 21°C y 65% de humedad relativa, frente al 4-5% del nylon en condiciones similares, o el 11-13% del rayón. Esto hace al polipropileno (PP.) especialmente interesante como refuerzo de matrices cementicias que deben fraguar y endurecer en exigentes condiciones de humedad controladas.

2.3.1.2. Mecánicas

A) Resistencia a tracción

La resistencia de los polímeros varía mucho en función de la macroestructura y de la estructura macromolecular. Son más resistentes las macromoléculas de constitución copolímera y las estructuras macromoleculares adaptadas a la función que van a desarrollar.

En el PP., como en el resto de los polímeros, la resistencia a tracción está en función del peso molecular, de la morfología y de las condiciones de los ensayos.

En la figura 2.8 vemos cómo a menor temperatura aumenta la tensión de rotura y disminuye el alargamiento.

En la figura 2.9 se observa que sucede lo mismo cuanto mayor sea la velocidad de deformación.

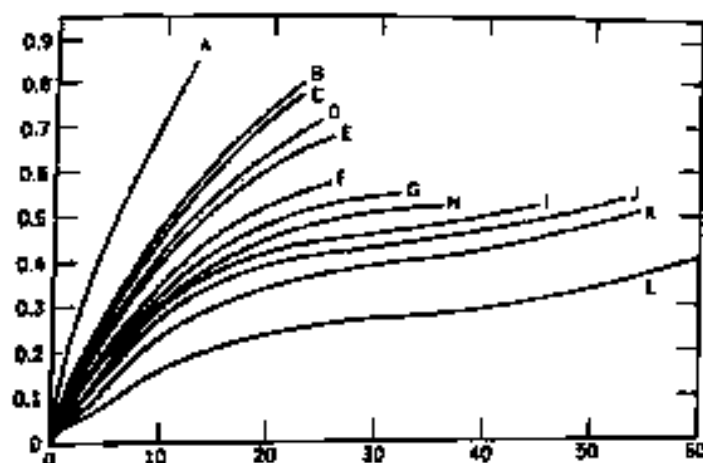


Figura 2.8. Efectos de la temperatura sobre las propiedades de la tensión del PP. Strain rate = $6.47 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$. En Kelvin: A, 90; B, 200; C, 213; D, 227; E, 243; F, 257; G, 266; H, 273; I, 278; J, 283; K, 293; L, 308 (muera a 74,8% de extensión, $4,84 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ stress). Para convertir GN/m^2 a dyn/cm^2 multiplicar por 1010.

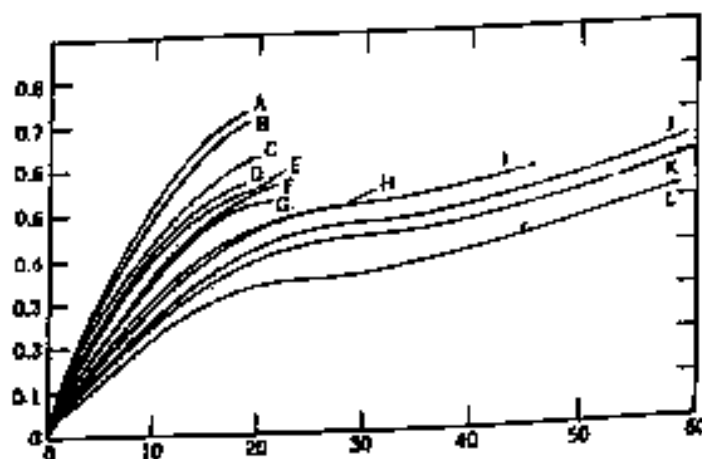


Figura 2.9. Efectos de esfuerzo en relación a la tensión de las propiedades del PP. a 20 °C. En s^{-1} : A, $4,9 \times 10^2$; B, $2,48 \times 10^2$; C, $1,26 \times 10^2$; D, $6,3 \times 10^1$; E, $3,2 \times 10^1$; F, $2,87 \times 10^1$; G, 0,239; H, $3,3 \times 10^{-2}$; I, $1,33 \times 10^{-2}$; J, $4,17 \times 10^{-3}$; K, $1,67 \times 10^{-3}$; L, $3,3 \times 10^{-4}$. Para convertir GN/m^2 a dyn/cm^2 multiplicar por 1010.

B) Dureza superficial

Como termoplástico perteneciente al grupo de los etilénicos, el PP. tiene una baja resistencia superficial. A causa de ello los hilos de PP. suelen ser recubiertos por un encimaje para evitar daños superficiales; y es que tales daños normalmente se convierten en microfisuras que debilitan las resistencias de las fibras.

C) Rigidez

El polipropileno puede presentar altos o bajos valores de rigidez. Para determinar dicho valor, son decisivos la influencia de la temperatura y el efecto del tiempo con relación a la temperatura de transición.

D) Creep.

Las fibras de PP. muestran fenómenos de creep y de relajación de tensiones. No es sencillo realizar un modelo del comportamiento del PP. porque existen muchos pesos moleculares, tamaños y muy diversas estructuras cristalinas. Pero con un estado tensional de un hilo de PP. pueden elaborarse curvas de creep hasta la fractura (tiempo hasta la rotura para carga variable), según diferentes valores del parámetro que determina el grado de deformación profunda ($\lambda = \epsilon + 1$).

En valores altos de peso molecular y cristalinidad el creep disminuye. Si se fija el peso molecular, el creep es más elevado para muestras preparadas mediante enfriamiento lento que si se fabrican con enfriamiento rápido (esnéctico). Por recalentamiento de muestras esnécticas se eleva el módulo de relajación de tensiones, pero no se consigue alcanzar el de las fibras obtenidas por enfriamiento lento.

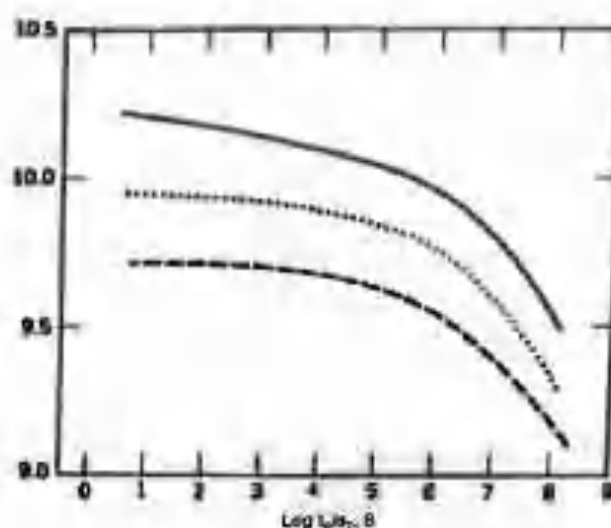


Figura 2.10. Curva compuesta de alargamiento a rotura $\lambda_b\sigma_b$ a 40°C vs tiempo reducido a rotura t_b/a_1 para fibras de PP. de tres radios de alargamiento: A, 2,7 x alargamiento; B, 0,2; 4,5 x alargamiento, B = 0,4. Los valores de B son arbitrarios.

2.3.1.3. Químicas

Las olefinas (y por lo tanto las fibras de polipropileno) tienen una polaridad muy pequeña, ya que proceden de los hidrocarburos. Por esta razón poseen características hidrófobas: son resistentes a la humedad de los suelos y del ambiente, así como a las manchas procedentes de materiales polares.

El PP. es resistente a los ácidos y a las bases, contrariamente a las fibras obtenidas por condensación (las de nylon y las de poliéster, por ejemplo). Por esta razón es ideal como refuerzo de materiales de matriz cementicia (de elevada alcalinidad) o de yesos y escayolas (ácidas o neutras). A altas temperaturas se disuelve en disolventes clorados o aromáticos y muestra alguna solubilidad en disolventes hidrocarburos de temperatura de ebullición elevada. A muy altas temperaturas se degrada por la acción de ácidos fuertes oxidantes.

2.3.1.4. Higrotérmicas

A) Dilatación o estabilidad térmica y oxidación

Las fibras poliméricas poseen baja estabilidad térmica. Son muy sensibles al oxígeno, que debe ser cuidadosamente controlado en todo el proceso de fabricación.

El PP. en presencia de peróxidos muestra rotura de las cadenas poliméricas por acción de estos agentes oxidantes. El hidrógeno terciario de las cadenas del PP. le confiere una gran sensibilidad a la degradación oxidante. Pueden estabilizarse con fenoles inhibidores o aminas de sustitución, pero los estabilizadores generan problemas de coloración y de exudación.

B) Temperaturas de utilización

En los termoplásticos la temperatura de utilización es muy variable. El polipropileno tiene una temperatura de ablandamiento de 165 °C y de descomposición térmica de 290 °C. Por lo tanto la temperatura de utilización del PP. debe ser menor que la temperatura de ablandamiento y superior a la temperatura de congelación (-20°C).

C) Comportamiento ante el fuego

Todos los polímeros se carbonizan ante la presencia del fuego. El PP., al ser un termoplástico, pasa antes de la carbonización por un estado viscoso.

2.3.1.5. De permeabilidad

El polipropileno (como todos los polímeros) es impermeable a causa de la ausencia de porosidad interna de la estructura polimérica.

2.3.1.6. Óptico-visuales (degradación por la radiación UV)

Las fibras de PP. sufren degradación por la acción de la radiación UV. Estas fibras necesitan una protección contra esta radiación antes de su uso. Dicha protección debe ser compatible, tener baja volatilidad y ser resistente a la luz y a la degradación térmica. Es importante evitar protecciones que puedan interaccionar física y químicamente con otros aditivos. También deben ser inodoras, carecer de efectos tóxicos, ser incoloras y económicas (GARCÍA, 1999).

2.3.2. Estado plástico

Para trabajar con hormigones reforzados con fibras son muy importantes las características de éstos en estado plástico, ya que afectan a la trabajabilidad y a la retracción por secado.

Los parámetros más importantes en el estado plástico son la trabajabilidad, el contenido en aire, la retracción por secado, la evolución de la temperatura y de la densidad, la temperatura del aire durante el proceso del curado y la humedad relativa.

Los ensayos necesarios para obtener la trabajabilidad del hormigón con fibras son los ensayos de consistencia, con el cono de Abrams y el cono de Vebe. En ocasiones el cono de Abrams puede no aportar información suficiente dada la excesiva rigidez de la mezcla; en ese caso se utilizarán superfluidificantes.

En cuanto al aire ocluido, está demostrado que para fracciones volumétricas de fibras cortas inferiores al 0,5% no se produce una entrada de aire considerable en la masa de hormigón fresco, sin embargo sí empieza a ser importante para hormigones con cantidades de fibras superiores al 0,5%.

2.3.3. Comparación de trabajos con distintas fibras

La reducción o eliminación de las fisuras por retracción es uno de los objetivos principales de la mezcla de fibras poliméricas en hormigones. Las fibras más utilizadas son las de polipropileno, nylon 6 y poliéster. Normalmente se emplean fracciones volumétricas del 0,1%, aunque también se han empleado fracciones inferiores al 0,05%.

Algunos de los trabajos destacables en el estudio de la contribución de las fibras poliméricas a la reducción de la retracción plástica son los de Kraai en 1995. En estos estudios el autor diseña unas losas de hormigón de 90 x 60 x 5 cm a las que somete a un secado superficial por aire y estudia a posteriori el número de fisuras y su tamaño (KRAAI, 1995).

En los trabajos de Balaguru y Sah descritos a continuación se emplean fracciones volumétricas de entre el 0,075 y 0,5% (0,45, 0,60 y 0,90 kg/m³). Las fibras empleadas son nylon 6 (N6), polipropileno fibrilado y fibras de poliéster (MF y NU). Se utilizó una medida única de fibra de 19 mm, excepto una mezcla de fibras de nylon 6 a partes iguales con longitudes de 19, 25 y 38 mm (N6M) (BALAGURU y SHAH, 1992).

El hormigón se diseñó para alcanzar 20 MPa de resistencia a compresión a los 28 días. La relación a/c utilizada fue de 0,57, y se empleó un superfluidificante y un agente para introducir aire ocluido y así conseguir una cantidad del 6% del contenido de aire.

Nombre de la muestra	Descenso cono de Abrams (mm)	Ensayo cono invertido (s)	Contenido en aire (%)	Peso específico (kg/m ³)
CON	178	-	5,50	2331
N6 045	138	3	6,00	2371
N6 060	133	4	6,00	2289
N6 090	102	4	5,00	2358
N6M 060	102	4	5,25	2344
MF 060	133	4	5,25	2371
MF 090	165	3	6,00	2317
UN 060	133	3	5,75	2371

Tabla 2.6. Propiedades de hormigón fresco reforzado con fibras poliméricas. Fracciones volumétricas inferiores al 0,1%.

De los resultados recogidos en la tabla 2.6 podemos sacar las siguientes conclusiones:

- Las distintas proporciones volumétricas en un mismo tipo de fibra (nylon 6 045, 060, 090) hacen que el hormigón sea más cohesivo, como se ve en la reducción del cono de Abrams en todos los casos. Sin embargo, la trabajabilidad apenas cambia a causa del escaso tiempo medio del cono invertido.
- Si comparamos el descenso del cono de Abrams para hormigones con fibras de nylon 6, polipropileno y poliéster vemos que para fracciones volumétricas de 0,6 kg/m³ hay muy pocas diferencias. Sin embargo, cuando la fracción volumétrica se incrementa a 0,9 kg/m³ se observa que en la muestra con polipropileno el cono disminuye menos. Esto es debido a que el polipropileno fibrilado posee un mayor diámetro que el nylon 6, lo que hace que a mayor proporción volumétrica exista un mayor número de fibras de nylon.

Se observa que el aumento de la longitud de las fibras provoca una reducción en el descenso del cono, por lo tanto la mezcla es aún más cohesiva.

Existen otros estudios en esta línea, como los de Ramakrishnan y otros (BALAGURU y RAMAKRISHNAN, 1987). Éstos se basaron en un estudio de hormigones con refuerzo de fibras de PP. fibrilado de 19 mm de longitud, con fracciones volumétricas del 0,1%, 0,2% y 0,3%, una dosificación de 390 kg/m³ de cemento y una relación a/c de 0,4. También se empleó superfluidificante, y la resistencia a compresión media a los 28 días fue de 40 MPa (BALAGURU y RAMAKRISHNAN, 1987).

Nombre de la muestra	Descenso cono de Abrams (mm)
CON	210
PP. 0,1%	152
PP. 0,2%	178
PP. 0,3%	146

Tabla 2.7. Comparación entre los valores del cono de Abrams entre una probeta de control y tres probetas de hormigón con 0,1%, 0,2% y 0,3% de fibras de polipropileno.

Podemos ver que cuando se añade superfluidificante y la fracción volumétrica de la fibra no sobrepasa el 0,5% no existe repercusión considerable de la fibra al descenso del cono de Abrams.

En este apartado de distintos trabajos experimentales hay que sumar el de Vondran y otros en 1989 (ACI COMITÉ, 1989), en el cual se trabajó con valores de entre el 0,1 y 1% de fracciones volumétricas de fibras. Se realizaron dos grupos de probetas. En el primero se mantuvo constante la cantidad de cemento y la relación a/c para las distintas cantidades de fibras; en el

segundo grupo se ajustaron las dosificaciones de superfluidificante para conseguir igualar la trabajabilidad del hormigón.

Nombre de la serie	PP. fibrilado (kg)	Grava (kg)	Arena (kg)	Cemento (kg)	Relación a/c	Super-plastif. (ml)	Aire nte (ml)
CONT. I	Nada	85,19	85,19	35,73	0,4	180	25
I 0,1	0,08	85,19	85,19	35,73	0,4	240	25
I 0,1	0,08	85,19	85,19	35,73	0,4	240	25
I 0,5	0,401	85,19	85,19	35,73	0,4	330	25
I 0,5	0,401	85,19	85,19	35,73	0,4	330	25
I 1,0	0,801	85,19	85,19	35,73	0,4	380	25
I 1,0	0,801	85,19	85,19	35,73	0,4	550	25
CONT. II	Nada	97,89	77,02	29,48	0,5	78	18
II 0,1	0,08	97,89	77,02	29,48	0,5	78	18
II 0,5	0,401	82,46	64,64	39,42	0,42	156	22
II 1,0	0,801	82,46	64,64	39,42	0,5	208	23

Nombre de la serie	Descenso cono de Abrams (mm)	Temperatura hormigón (°C)	Contenido de aire (%)	Tiempo ensayo V-B (s)	Tiempo cono invertido (s)
CONT. I	235	21,9	5,2	0,7	0
I 0,1	209	21,2	9,0	2,0	0
I 0,1	148	26,6	4,4	2,0	7,8
I 0,5	133	21,6	5,4	3,5	23,0
I 0,5	95	25,4	3,2	3,7	23,7
I 1,0	3	21,1	4,4	10,0	90,0
I 1,0	3	25,1	3,2	9,5	62,0
CONT. II	95	26,7	5,2	2,2	9,5
II 0,1	31	26,3	3,3	5,5	15,3
II 0,5	165	27,1	7,6	1,5	6,7
II 1,0	79	26,8	6,9	3,7	56,0

Tabla 2.8. Dosificación de las probetas de hormigón con un volumen de referencia de 0,09 m³ y propiedades del hormigón fresco (Vondran y otros, 1989).

Como conclusión, en este trabajo se puede observar que la trabajabilidad en los hormigones reforzados con fibras es prácticamente la misma que la de hormigones normales, siempre y cuando el volumen de fibras no sobrepase el 0,1%. Para fracciones volumétricas mayores al 0,5% es necesaria la utilización de superfluidificantes para mejorar su trabajabilidad.

2.3.4. Durabilidad

Existen diferentes trabajos de durabilidad de las fibras en los ambientes alcalinos de los hormigones. En 1991 Khajuria y otros realizaron una serie de ensayos de envejecimiento acelerado con fibras de nylon, poliéster y polipropileno, con muy buenos resultados (KHAJURIA y OTROS, 1989, 1991). Sin embargo, nos vamos a centrar en el trabajo de Hannant de 1989, dado que es un estudio exclusivamente basado en el polipropileno y está realizado a tiempo real (con una duración de 10 años) (HANNANT, 1989).

La investigación se realizó con probetas prismáticas ensayadas a flexión, reforzadas con 54 láminas de polipropileno fibrilar en mallas continuas. Las probetas (fracturadas o sin fracturar) se mantuvieron tanto en el interior como en el exterior. Se produjeron mínimas fisuras sobre las probetas por una pequeña deformación de 0,03 mm mediante flexión a tres puntos.

Los ensayos que se realizaron para la durabilidad y la efectividad de las fibras fueron ensayos mecánicos a flexión en tres puntos, que registraron las curvas tensión-desplazamiento con probetas de diferentes edades: 28 días, 6 y 12 meses y 2, 3, 5 y 10 años.

Edad	Exposición	Espesor medio de la probeta (mm)	Fracción volumétrica media de fibra (%)	Resistencia a flexión (MPa)	Desviación standard (MPa)
28 días	Curado en cámara	6,51	5,17	15,3	2,2
6 meses	Interior	6,69	5,12	14,3	1,88
1 año	Interior	6,73	5,20	13,8	1,79
2 años	Interior	6,65	5,32	16,4	2,04
3 años	Interior	6,63	5,19	15,2	1,65
5 años	Interior	6,53	5,85	18,9	2,64
10 años	Interior	6,76	5,50	18,0	2,69
28 días	Curado en cámara	5,39	14,8	2,05	
6 meses	Exterior	6,56	5,25	14,7	2,04
1 año	Exterior	6,65	5,44	17,3	1,74
2 años	Exterior	6,60	5,37	17,8	1,97
3 años	Exterior	6,53	5,21	17,0	2,38
5 años	Exterior	6,65	5,90	18,8	2,25
10 años	Exterior	6,88	5,42	17,8	1,95

Tabla 2.9. Tensión media medida a 2 mm de flecha para diferentes edades y condiciones de exposición (Hannant, 1989).

En la tabla superior se puede ver cómo las fibras tienen una buena durabilidad en el hormigón, manteniendo la capacidad de refuerzo, lo cual pone de manifiesto que existe un buen enlace entre la fibra y la matriz cementicia.

2.3.5. Investigaciones recientes de ámbito nacional

En el ámbito español existen varias líneas de investigación abiertas sobre hormigones reforzados con fibras que tienen repercusión en el entorno internacional. Entre ellas cabe destacar tres: las que realizan en Barcelona M. A. Pindado, A. Aguado y A. Josa, y las dos realizadas en Madrid,

una llevada a cabo por F. Hernández-Olivares y G. Barluenga y otra por M. Fernández Cánovas, el cual es una de las personas que más ha escrito, en el ámbito nacional, del hormigón en general y del hormigón con fibras en particular.

Los primeros han trabajado con hormigón poroso modificado con fibras plásticas y han estudiado su comportamiento en fatiga (PINTADO, AGUADO y JOSA, 1999).

La línea de investigación abierta por Hernández-Olivares y Barluenga en Madrid posee múltiples trabajos de hormigones reforzados con fibras, entre los cuales destacan algunos que han sido publicados a nivel internacional.

En 2002 se publicó una investigación de hormigones reforzados con fibras recicladas del orden del 3,5 y 5% en fracción volumétrica y una pequeña proporción del 0,1% de polipropileno. Los ensayos realizados son estáticos y dinámicos, y en ellos se puede observar cómo las fibras imprimen cierta ductilidad al hormigón (HERNÁNDEZ, BARLUENGA, BOLLATI y WITOSZEK, 2002).

Fue en 2004 cuando la línea de investigación de Hernández-Olivares y Barluenga publicó dos nuevos trabajos. El primero fue un estudio sobre la importancia de la relación agua-cemento en la fabricación de un mortero con látex y el estudio de sus propiedades físicas y mecánicas (HERNÁNDEZ, BARLUENGA y LEÓN, 2003). Esta investigación parte de la tesis doctoral que realizó Barluenga en 2002, basada en la elaboración de un nuevo diseño de junta vertical para paneles de fachada; los materiales utilizados para la elaboración de las juntas fueron: resina epoxi tenaz y mortero de cemento modificado con látex (HERNÁNDEZ y BARLUENGA, 2004).

El segundo trabajo publicado ese mismo año por Hernández-Olivares y Barluenga fue también un trabajo relacionado con fibras recicladas. Sin embargo, esta vez el principal objetivo del estudio fue el análisis de estos hormigones

con refuerzos de fibras recicladas ante el fuego. Para la investigación se utilizaron probetas de 10 x 10 x 40 cm y 20 x 30 x 5 cm, las cuales fueron sometidas a fuego. En dicha investigación se observó que estos materiales se mejoran considerablemente con adiciones del orden del 5%, ya que con un hormigón sin fibras se produce un estallido importante con abundantes pérdidas de material y propiedades mecánicas, sin embargo con las adiciones de fibras esta explosión se reduce considerablemente (HERNÁNDEZ y BARLUENGA, 2004).

Las investigaciones de M. Fernández Cánovas son muy amplias en el campo del hormigón con fibras sobre todo en el campo de la ingeniería civil. En su obra, además de hacer una importante descripción de la tecnología y propiedades de este tipo de hormigones, explica cuales son las múltiples aplicaciones y expone importantes ejemplos reales en los que se ha utilizado este tipo de material (FERNÁNDEZ, 2004).

2.4. MATERIALES CEMENTICIOS AVANZADOS CON FIBRAS (ECC: ENGINEERED CEMENTICIOUS COMPOSITE)

El Engineered Cementitious Composite (ECC) es un compuesto cementicio de última generación mezclado con altos contenidos de fibras. En este material es reciente el desarrollo del concepto de mecánica de la fractura y micromecánica. Su comportamiento ante la tensión de rotura (Pseudos Strain Hardening) es obtenido mediante múltiples roturas (Li y Wu, 1992).

En relación con los materiales cementicios ordinarios, el ECC muestra unas mejoras destacadas de capacidad de tensión-deformación. Por ejemplo: un material cementicio con un 2% de polietileno (PE) puede lograr un aumento del 5% en capacidad de tensión (Li, 2004).

Este nuevo concepto de material ha introducido importantes cambios en las aplicaciones al desarrollo de infraestructuras. Desde su descubrimiento como nuevo material de ingeniería civil, las investigaciones de este material se han centrado en sus propiedades en fatiga, en fallos estructurales por fatiga y en aplicaciones para reparaciones estructurales (KIM, FISCHER y LI, 2004), (LI, 2004).

Sin embargo, los estudios en la edificación son menores. En este campo se han hecho propuestas como material de refuerzo estructural o para reparar daños estructurales (KAMADA y LI, 2004), (LI, HORIB, KABELB, KANDAC y LIMD, 2000).

Otro de los sistemas para los que se ha investigado hasta el momento es como material proyectable sobre elementos estructurales o para crear elementos prefabricados de difícil hormigonado y de elevadas resistencias (KIM, KONG y LI).

En nuestra investigación nos hemos ceñido a la elaboración de materiales avanzados de matriz cementicia (ECC) con las fibras de polipropileno. Aunque el PP. es de menor resistencia a tracción que el PE o el PVC, esto no significa que con él no se puedan desarrollar ECC, como demuestran varios autores (entre otros Víctor C. Li, uno de los principales investigadores en este campo a nivel internacional) (LHONEUX, KALBSKOPF, KIM, LI, LIN, VIDTS, WANG y WU, 1993).

Para la elaboración de estos materiales avanzados de matriz cementicia (ECC) con los materiales canarios (cuyo fin es desarrollar nuestro material canario avanzado de matriz cementicia con fibras de PP.), hemos utilizado dos tipos de PP. El primero tiene 12 mm de longitud, y el segundo, 19 mm; esto se verá en el próximo capítulo.

Como veremos más adelante, con cada tipo de fibra se hicieron tres tipos diferentes de dosificaciones con variaciones en la cantidad del árido para poder observar las diferencias en el producto final. Sin embargo, la cantidad de fibra en

una longitud y en otra fueron constantes, con un volumen de fibra en fracción volumétrica del 2%, que es la mínima cantidad para conseguir (supuestamente) este tipo de material.

2.5. LOS HORMIGONES AUTOCOMPACTOS (SCC: SELF COMPACTING CONCRETE)

El Self Compacting Concrete (SCC) cuya traducción a nuestro idioma puede ser Hormigón Autocompactante, Autocompacto o Autocompactable (HAC) es aquel que sin mostrar segregación es capaz de fluir en el interior de un encofrado y rellenar su volumen de forma natural, y pasar entre las armaduras sin otro tipo de compactación que no sea su propio peso (OKAMURA y OUCHI, 2003).

Este tipo de hormigón ha sido una revolución en el campo de la ingeniería y la edificación. No sólo porque haya hecho que los costes de obra disminuyan por la menor necesidad de mano de obra, sino porque mejora aspectos como la resistencia y la durabilidad; también presenta mejoras de trabajabilidad y consistencia.

Para la elaboración de los hormigones autocompactables ha sido fundamental la aparición de los nuevos superplastificantes de última generación, hechos con polímeros sintéticos (OKAMURA, 1995). Estos aditivos permiten no sólo la mayor fluidez de los hormigones, sino que se puede rebajar la cantidad de agua de forma considerable, hasta alcanzar dosificaciones de agua-cemento en torno a 0,3.

La historia de este compuesto de matriz cementicia es bastante breve. Fue a finales de la década de 1980 cuando el profesor Okamura, de la Universidad de Tokio, dio a conocer este tipo de hormigón. La primera obra que se realizó a escala real fue la construcción de dos bloques de anclaje del

pente colgante Akashi Kaikyo, iniciada en el año 1992 e inaugurada en 1998 en Japón. Al poco tiempo, se construyó en Osaka (Japón) un depósito de gas natural (OUCHI, NAKAMURA, OSTERBERG, HALLBERG y LWIN, 2004), (YOSHIKI, 2000).

Uno de los países que representan la vanguardia en este tipo de hormigón en el panorama europeo es Suecia (SKARENDAHL, 2002). En este país ya se han construido con él varios puentes y estructuras de edificaciones de viviendas, y se han recubierto túneles. Destacan los trabajos realizados en el Instituto Sneco de Investigación sobre el Hormigón y el Cemento (CBI).

En otros países europeos (Alemania, Suiza o Dinamarca) la utilización de este hormigón autocompacto está cada vez más extendida. Sin embargo, en España todavía no se ha copado el mercado con este material, aunque es cierto que ya se han realizado algunas obras, como el Puente de la Hispanidad en Zaragoza (2001) o el Ayuntamiento de Mollet del Vallés (2002).

En Canarias no se ha realizado todavía ninguna obra con materiales cementicios canarios de este tipo. No obstante, en el año 2003 R. Santana empezó a hacer los primeros estudios en este campo, en La Universidad de Las Palmas de Gran Canaria (SANTANA, 2004).

El objetivo de nuestra investigación en este campo es la realización de un SCC convencional con materiales canarios que posteriormente se reforzará con fibra corta de polipropileno.

Aunque sabemos que la incorporación de fibras en la mezcla produce una disminución de fluidez -ya que la fibra no deja que el árido fluya de manera normal al producir un fenómeno de trabazón- nos conformamos con producir un hormigón con fibras con capacidad autocompactante.

2.6. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE LA FRACTURA A MATERIALES CEMENTICIOS REFORZADOS CON FIBRAS

Hoy en día los materiales cementicios con fibras tienen gran variedad de aplicaciones, tanto en la ingeniería civil como en la edificación. La predicción de las propiedades mecánicas y la forma y causas de la rotura de estos materiales juegan un importante papel a la hora de diseñar dichas aplicaciones. Por ello es fundamental el uso de la mecánica de la fractura, ya que es la teoría que más nos puede acercar a los posibles comportamientos mecánicos y de rotura de estos materiales.

En la *Northwestern University*, Illinois, existen dos importantes equipos de investigación en el campo de la mecánica de la fractura, uno dirigido por el Z. Bazant y otro por S. Shah. Z. Bazant está considerado como el investigador más importante e influyente en la aplicación de la mecánica de la fractura al hormigón (BAZANT y JIRASEK, 1996). Por otro lado los estudios del grupo de S. Shah han realizado importantes estudios en micro y nano-mecánica aplicada al estudio de la fractura (JOHN y SHAH, 1990).

En el ámbito internacional existen otros grupos de investigación de importante relevancia en el campo de la mecánica de la fractura como es el de A. Carpintero en el Politécnico di Torino (CARPINTERI y OTROS, 1997), (BOSCO y CARPINTERI, 1992) o el de A. Rosakis en el California Institute of Technology (YU y OTROS, 2003).

En España existen importantes investigadores en estos estudios de la mecánica de la fractura, M. Elices y J. Planas del Departamento de Ciencia de Materiales de la Universidad Politécnica de Madrid probablemente sean los más destacados del ámbito español (RUIZ y OTROS, 1999).

Recientemente el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Tokio ha hecho pública la tesis doctoral del ingeniero S. Peerapong, titulada "Mecánica de la fractura basada en el análisis de la fatiga para reparar losas de construcción con materiales cementicios con fibras". La mayoría de la documentación de este apartado está sacada de dicha tesis doctoral, ya que es un documento de reciente publicación en el que se hace un completo estudio de las teorías de la mecánica de la fractura (PEERAPONG, 2003).

Cuando los materiales cementicios se ven sometidos a tensiones muestran un mecanismo de rotura frágil. Este mecanismo se hace aún más crítico con la localización de la rotura. Después de que se haya localizado la rotura o fisura, estos materiales pierden su capacidad mecánica. Los materiales cementicios con fibras se crearon para solventar ese problema, ya que mejoran los comportamientos mecánicos de estos materiales cuando se han fisurado.

Como demostraron Balaguru y Nhah, la adición de fibras dentro de la matriz cementicia provoca una mejora del control del tamaño de la fisura, así como un mejor rendimiento en sus capacidades mecánicas. Ya comentamos con anterioridad que son muchos los tipos de fibras que se pueden introducir: fibras metálicas, fibras poliméricas, fibras minerales y fibras naturales.

Además del desarrollo de estas nuevas propiedades, es fundamental el método para la predicción del comportamiento y propiedades de estos materiales. El concepto de "mecánica de fractura" es considerado un instrumento efectivo para describir el mecanismo de rotura y para predecir el comportamiento estructural de estos materiales cementicios. En este capítulo se describen los estudios que se han hecho a lo largo de la historia sobre la mecánica de la fractura, tanto para los materiales cementicios como para los materiales cementicios con fibras.

2.6.1. Aplicación de la mecánica de la fractura para describir las características del puente de rotura de los materiales cementicios.

Tanto los materiales cementicios, los hormigones y los hormigones reforzados con fibras tienen un comportamiento frágil. El fallo de la tensión uniaxial de cualquiera de estos materiales se caracteriza por una reducción de su capacidad de resistencia motivada por la aparición de una fisura y la pérdida de tracción inmediata.

La teoría de la mecánica de la fractura capaz de describir el comportamiento de estos materiales debe incluir el comportamiento del material en la zona del proceso de fractura (B. L. Karihaloo). La propagación de la rotura o fisura se debe a la extensión de la zona del proceso de fractura de la matriz cementicia dominada por el fallo estructural por consecuencia de una carga. Por lo tanto la predicción del mecanismo de rotura es fundamental para pronosticar las propiedades estructurales de las estructuras de hormigón.

2.6.1.1. Definición de puente de rotura y puente de esfuerzos

La fractura del material y su propagación están estrechamente relacionadas con el comportamiento del material en tensión. La fractura de los materiales cementicios (al igual que los hormigones y los hormigones con fibras) es dominada por la existencia de una zona que se encuentra en proceso de fractura.

En la figura 2.11 podemos ver la explicación gráfica del puente de rotura y de la zona en proceso de fractura. La longitud de la fisura es considerada como la región donde la tracción es libre en los materiales cementicios con fibras. Sin embargo, en las matrices cementicias que poseen fibra en su interior se forma un puente de fibras capaz de combinarse con microfisu-

ras dentro de la macrofisura y transferir gran número de tensión. Esta transferencia de esfuerzos es llamada "puente de tensiones" (Bridging Stress). El puente de tensiones está compuesto tanto por las tensiones de la matriz cementicia en estado puro como por las tensiones que ejercen las fibras de refuerzo. De todo esto es lógico deducir que el puente de rotura de los materiales cementicios con fibras depende principalmente de la fuerza de unión de la matriz cementicia, de la fuerza de unión de las fibras con la matriz y de la propia fuerza de las fibras.

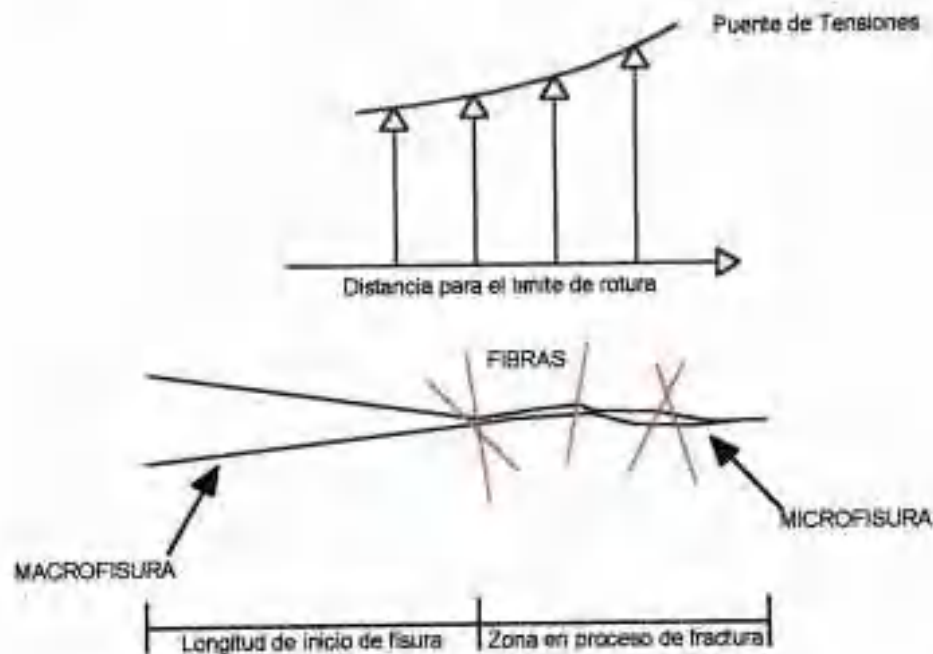


Figura 2.11. Zona en proceso de fractura y puente de tensiones distribuido a lo largo de un plano de rotura.

La relación que representa las características del puente de tensiones es llamada "relación de puente de tensiones" o "relación de pérdidas de tensiones" (Bridging Stress Relation or Tension Softening Relation). Esta relación es considerada como una de las propiedades de los materiales cementicios y de los materiales cementicios con fibras.

En resumen, la mecánica de la fractura es utilizada para la predicción del proceso de fractura en los materiales cementicios (con o sin fibras) cuando se ven sometidos a una carga, y por lo tanto a una tensión determinada.

Varios modelos usados para describir el proceso de la zona de fractura del puente de rotura de estos materiales han sido desarrollados por el Método de Elementos Finitos (FME), como son el concepto de rotura ficticia y el concepto de rotura en banda. Ambos métodos han sido introducidos para predecir las propiedades estructurales del hormigón. Estos dos métodos son explicados en el siguiente apartado.

2.6.1.2. Representación del concepto de rotura

El orden para reproducir la propagación de la fisura y el proceso de fractura, así como la selección del concepto para representar dicha rotura, son fundamentales para toda clase de estructuras, en especial las de hormigón.

Hay dos conceptos principales para representar la fisura, fractura o rotura del material: el concepto de fisura discontinua o modelo de fisura ficticia y el concepto de fisura corrida o modelo de fisura en banda (Discrete Crack Concept or Fictitious Crack Model and Smeared Crack Concept or Crack Band Model). Los antiguos modelos trataban de aproximarse al concepto de fisura mediante la teoría del desplazamiento-discontinuidad. Sin embargo, los estudios más recientes representan la rotura de un sólido (como los materiales cementicios) de forma continua.

En este apartado revisaremos ambos conceptos de representación de fractura, así como sus aplicaciones. Por otra parte analizaremos las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos.

A) Concepto de fisura discontinua o modelo de fisura ficticia (Discrete Crack Concept or Fictitious Crack Model)

La representación de una fisura en el hormigón estructural fue propuesta por primera vez por Ngo en 1967, mediante el método de elementos finitos para estudiar la separación entre los planos de la rotura. La tracción libre en el plano de rotura después de la fractura fue explicada en los estudios de Ngo. Posteriormente, la representación del concepto de rotura que considera el efecto de tracción después de la rotura fue propuesta por Hillerborg en 1976; este concepto fue llamado "Fictitious Crack Model (FCM)". La idea básica de este modelo puede ser demostrada mediante el Test de Tensión Uniaxial. La reducción de transferencia de tensiones es observada por este test, así como el efecto que produce en la representación de la fisura.

El método desarrollado inicialmente presenta dos inconvenientes. El primero es que la manera de representar la apertura de la fisura es la relación entre la tensión y el desplazamiento, que no es el modo adecuado para los sólidos continuos según la teoría de los elementos finitos. Y segundo: la trayectoria de la fisura debe ser predefinida.

Desde que este método puede representar bien la naturaleza de la fisura ha podido ser aplicable para las estructuras cuya trayectoria de fractura es predecible de antemano.

B) Concepto de fisura corrida o modelo de fisura en banda (Smeared Crack Concept or Crack Band Model)

Este concepto fue introducido por Rashid en 1968. Con este método es posible conocer la relación entre la tensión inicial y la del inicio de fisura, de modo que podemos controlar los límites de fractura crítica.

La orientación de la fisura es fijada durante el cálculo completo del proceso de rotura, mientras que la rotación de

la fisura permite el cambio de orientación de la misma para la dirección de la tensión principal. La multidireccionalidad de la fisura produce la representación de múltiples microrroturas causadas por la aplicación de cargas en diferentes direcciones.

Este método posee dos ventajas con respecto al explicado en el apartado anterior. Conserva la idea original de elemento finito en malla y no impone restricciones a las orientaciones de los planos de rotura. Por lo tanto, este nuevo concepto reemplazó al concepto inicial de "Discrete Crack Concept" y fue desarrollado durante la década de 1970.

C) Ventajas e inconvenientes

Indudablemente el concepto de Discrete Crack es el que representa el fenómeno más próximo a la rotura, como demostraron Rots y Blaauwendraad. Desgraciadamente ese modelo no convenía a la naturaleza del método de elementos finitos porque las propiedades del material son normalmente diseñadas para la familia de tensiones en elementos continuos. Además, como ya hemos indicado, la trayectoria de la fisura ha de ser prediseñada con antelación. Por eso es más conveniente emplear el Smeared Crack Concept, que permite una descripción periódica de las relaciones de tensiones.

El Smeared Crack Concept también posee algunos inconvenientes, como el conflicto del planteamiento de rotura en continuidad con la rotura discontinua real.

La selección para la representación de la fisura depende sobre todo del estudio de elementos finitos y la naturaleza del rendimiento deseado para el estudio. Está claro que ambos conceptos tienen ventajas e inconvenientes para cada problema determinado.

2.6.1.3. Aplicaciones del modelo discontinuo de rotura para la predicción del comportamiento estructural del hormigón

Las aplicaciones del concepto de Fictitious Crack para el análisis de comportamiento estructural fue propuesto por primera vez por Ngo y Scordelis en 1967. El método de elementos finitos empieza a utilizarse para vigas con carga estática en flexión. Las roturas eran descritas por la separación de puntos sin tracción a lo largo del plano de fractura, y la aparición de la línea de fisura que se abre de golpe.

La idea del comportamiento no lineal de las roturas con la amortiguación de tensiones fue introducida por Hillerborg en 1976 para predecir el comportamiento de crecimiento de la fisura. El puente de tensiones a lo largo del plano de rotura estaba en función del ancho de la fractura. Éste fue el primer esfuerzo para introducir la traslación de tensiones a través de la fisura y sirvió de estímulo para buscar otros modelos de desarrollo en futuras investigaciones.

El estudio del tamaño del corte en vigas reforzadas longitudinalmente por la aplicación de métodos de elementos finitos no lineales fue creado por Gustafsson y Hillerborg y desarrollado más tarde por Niwa. La propagación de la tensión diagonal de rotura era medida con el informe de los asentamientos a lo largo de la trayectoria de la rotura ficticia y también con la incorporación de elementos no lineales que representan las propiedades de la fractura del hormigón a través del plano de rotura ficticio. Estos estudios demuestran que mediante la aplicación del concepto de Discrete Crack podemos explicar el tamaño de una fisura en una viga.

2.6.1.4. Aplicaciones del modelo de rotura en banda para la predicción del comportamiento estructural del hormigón

Este método que permite roturas no ortogonales fue introducido para el análisis de las fracturas en el hormigón por Borst y Nanta. Es capaz de predecir la dirección dominante cuando se va a producir la rotura. Rots propuso un acercamiento de este concepto a cada tipo de problema estructural y cada localización de la rotura. Las vigas de hormigones no reforzados con un corte en el centro por el método de la fractura son analizadas y comparadas con resultados experimentales. En esta misma línea también es analizada la conducta de los hormigones reforzados.

Este concepto es también aplicable para encontrar la localización del problema. El estudio del efecto del corte mediante una fuerza en las vigas de hormigón fue realizado por An y Maekawa. La tensión y el corte amortiguado de la rotura del hormigón estuvieron basados en la energía de la fractura y en su efecto del lazo. Este concepto podía ser también usado para la predicción del comportamiento y el efecto del corte de estas vigas.

Varios modelos y leyes tridimensionales del hormigón han sido desarrollados y propuestos por Maekawa. El análisis tridimensional no lineal se aplicó en el corte por fallo biaxial de los pilares de hormigón y en la torsión de las vigas de este mismo material. Estos trabajos de investigación también aplican el concepto de Smeared Crack en la simulación de estructuras tridimensionales.

2.6.1.5. Descripción mediante la mecánica de la fractura del comportamiento del ECC

Como se verá más adelante, el Engeniering Composites Cementitious (ECC) es un material cementicio con fibras de última generación. Aunque todo lo comentado anteriormente serviría para definir y estudiar las fisuras que se producen en este material tras la aplicación de una carga, existe una importante diferencia con respecto al resto de materiales cementicios. Esa diferencia es que este nuevo material, en vez de presentar una única rotura frágil, tiene un comportamiento dúctil y presenta más de una rotura. A este fenómeno se le denomina multi-crack.

La explicación de la existencia de este fenómeno es que una vez producida la primera fisura, el puente de tensiones del material más el de las fibras (sobre todo este último) son capaces de redistribuir las tensiones y soportar la carga aplicada. Según aparecen las fisuras el material se va deformando sin perder la resistencia, incluso ésta aumenta en función de la resistencia de la propia fibra a la rotura y de su anclaje con la matriz cementicia. Una vez que la tensión que provoca la carga es mayor que la resistencia que puede ofrecer el puente de tensiones de las fibras, la fisura se localiza y empieza a aumentar poco a poco, lo que hace que el material pierda resistencia (LI y FISCHER, 2002-2002).

En la figura 2.12 podemos ver un esquema de la diferencia de comportamientos de un hormigón sin refuerzos, un hormigón reforzado y un ECC. En el primero la rotura es frágil y con pérdida total de resistencia por la rotura del puente de tensiones. En el segundo material (el FRC), aunque presenta una única fractura frágil, el refuerzo de fibras es capaz de proporcionar tenacidad al material que absorbe gran parte de las tensiones perdidas. Y por último, el ECC presenta un

comportamiento frágil en la formación de las fisuras, aunque tenga un comportamiento dúctil (como comentamos con anterioridad al analizar este material).

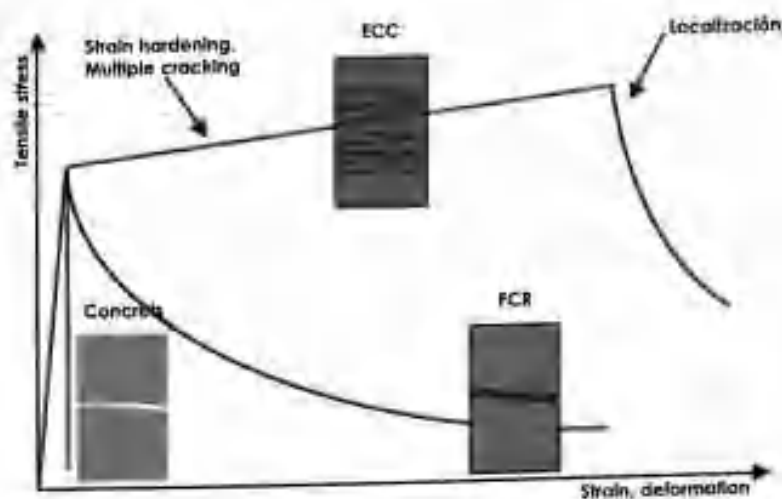


Figura 2.12. Esquema de tensión-deformación y comportamientos de rotura de diferentes materiales cementicios (V. C. Li).

2.6.2. Fallo por carga cíclica de los materiales cementicios con fibras

El conocimiento del comportamiento de los materiales cementicios con fibras ante cargas cíclicas es necesario por razones de seguridad. Este comportamiento ayuda a predecir la fatiga de los materiales cementicios y proporciona la habilidad de la predicción de su rotura o fallo estructural.

La fatiga de los materiales hace referencia a los cambios que experimentan dichos materiales en sus propiedades como consecuencia de una carga cíclica. En los materiales cementicios el cambio está principalmente asociado al

aumento progresivo de microrroturas internas. Este aumento tiene como resultado la pérdida de la capacidad tensorial del material en múltiples puntos, capacidad que es irrecuperable (como demostró M. Lee).

Los fallos por carga cíclica en los materiales cementicios son regidos por la degradación del puente de tensiones a causa del daño del material en una rotura. En los materiales cementicios sin fibras dicha degradación es ocasionada por el deterioro conjunto del puente de tensiones. Sin embargo, en los materiales cementicios con fibras la degradación se debe al deterioro del puente de tensiones de la matriz cementicia, a la degradación de la resistencia de las fibras y a la degradación del puente de tensiones de las fibras con la matriz cementicia.

La degradación del puente de tensiones está considerada como el principal motivo del mecanismo de crecimiento de la rotura ante cargas cíclicas. La vida de los materiales de matriz cementicia es predecible si conocemos las características de degradación de los puentes de tensiones bajo cargas cíclicas o dinámicas.

2.6.2.1. Degradación del puente de tensiones, propagación de la rotura por carga cíclica y predicción de la vida por fatiga

El daño progresivo en los materiales cementicios está directamente relacionado con la vida en fatiga de estos materiales. El crecimiento de la rotura depende de las características del puente de rotura bajo una carga cíclica. La relación que representa la degradación del puente de tensiones de los materiales cementicios con o sin fibras es denominada "relación de la degradación del puente de tensiones"

V. C. Li demostró que la degradación del puente de tensiones de los materiales cementicios con fibras es controlada

por la degradación por una parte de la interfase entre los áridos y demás materiales agregados y la matriz, y por otra parte de la interfase de las fibras y la matriz durante la carga dinámica o cíclica. La degradación de este puente de tensiones se debe a la rotura de las fibras o a la degradación de la unión fibra-matriz bajo la carga cíclica, como se puede observar en la figura 2.13.

La función del número de carga cíclica viene determinada por los parámetros N y σ_n , donde N es el número de ciclos y σ_n es la tensión que soporta el material en cada carga cíclica.

El concepto de crecimiento de la rotura por carga cíclica o por fatiga se muestra en la figura 2.13 comentada anteriormente. En la primera imagen se observa cómo se produce una fisura en una probeta sometida a una carga cíclica. Si ampliamos dicha rotura o fisura podemos observar el esquema gráfico que muestra la tensión a la que se ve sometida la fisura, directamente relacionada con el número de ciclos y el ancho de la fisura. Por último, en la imagen tercera se ve cómo la vida por carga cíclica o vida en fatiga de los materiales cementicios con fibras está relacionada con la tensión que es capaz de soportar cada fibra, ya que cuando esta tensión es superada las fibras se rompen; también está relacionada con la degradación que existe entre la fibra y la matriz.

Por otra parte, la figura 2.14 ilustra la distribución del puente de tensiones después de la primera carga cíclica y la reducción de dicho puente de tensiones tras las siguientes. En la (2.14a) podemos ver que después de producirse la primera carga el puente de tensiones está relacionado con el ancho de la fisura y su longitud. En la (2.14b) observamos cómo al producirse una segunda carga cíclica aumenta la longitud de la fisura y su ancho, lo cual hace que se reduzca el puente de tensiones en la rotura.

Estado de la cuestión

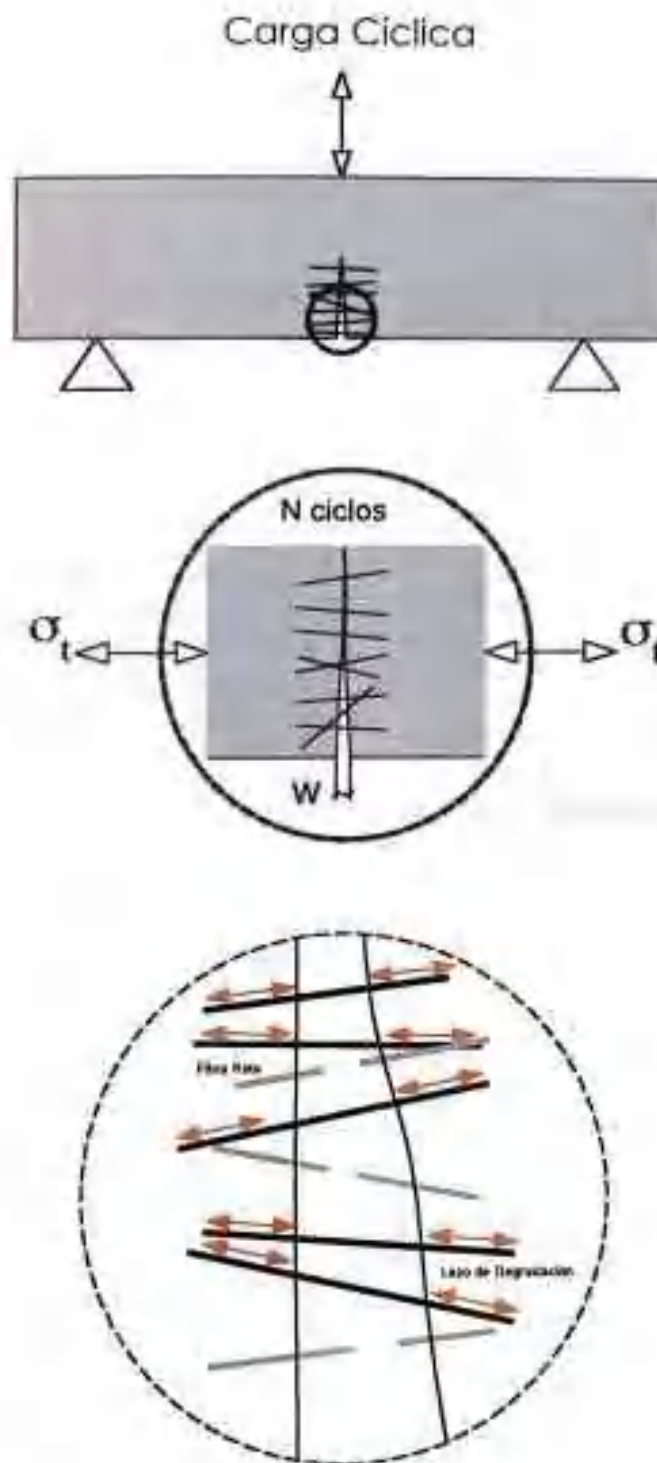


Figura 2.13. Degradación del puente de rotura y concepto de propagación de la rotura por carga cíclica en materiales cementicios con fibras. (S. Peerapong).

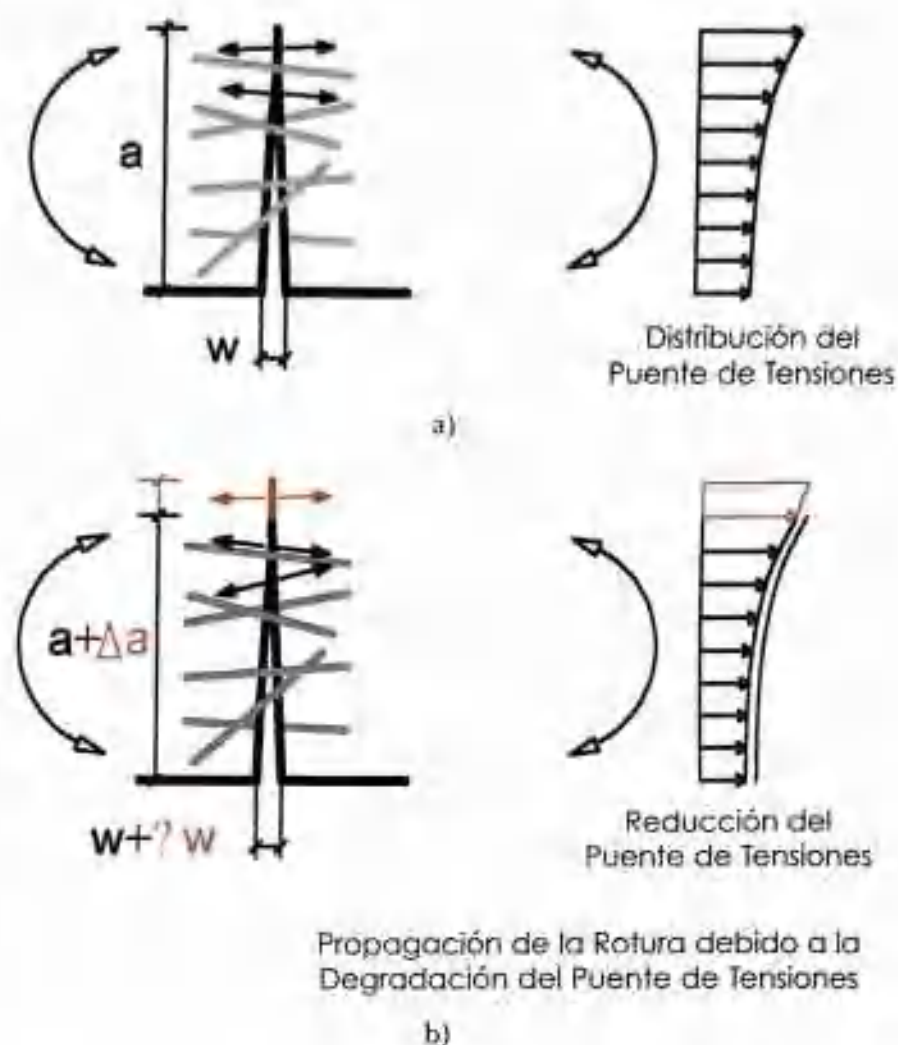


Figura 2.14. Proceso de propagación de la rotura: (a) Rotura después de la primera carga cíclica (b) Propagación de la rotura en la segunda carga cíclica (S. Peerapong).

2.6.2.2. Determinación de la degradación del puente de tensiones

La determinación de la degradación del puente de tensiones es una tarea fundamental, ya que es imprescindible

para la predicción de la rotura por carga cíclica o en fatiga de los materiales cementicios con y sin fibras. A continuación veremos diferentes propuestas teóricas y experimentales que nos servirán para determinar la degradación de dicho puente de tensiones.

A) Determinación de la degradación del puente de tensiones por aproximación experimental

Es un método práctico, porque la degradación es obtenida de manera directa. Para los materiales cementicios el test de tensión uniaxial en fatiga es el más usado. La degradación puede ser obtenida con los resultados experimentales de este test.

Cuando se desarrolla este experimento es frecuente encontrarse con diversas dificultades, como el diseño del agarre de la probeta. Para su elaboración es fundamental utilizar un método de carga capaz de proporcionar una tensión uniforme durante el tiempo que dure el ensayo.

Existen bastantes trabajos relacionados con el test de tensión uniaxial en carga cíclica para determinar las características de los fallos de los materiales cementicios, tanto con refuerzos de fibras como sin ellos. Algunos de los trabajos destacables son los de Kessler, Mcchtrine y Muller en el año 2001, y los de Zhang, Stang y Li en 2000. Los primeros realizaron un trabajo titulado "Fatigue Behavior of Concrete in Tension, Fracture Mechanics of Concrete Structures"; el título del trabajo de los segundos es "Experimental Study on Crack Bridging in FRC under Uniaxial Fatigue Tension". Tanto en el trabajo de los primeros como en el de los segundos se puede observar como la degradación del puente de tensiones está relacionada directamente con el número de cargas cíclicas que se le aplican a las probetas.

A continuación vamos a comentar la aproximación experimental realizada por Zhang, Stang y Li. En esta investigación el test uniaxial se aplicó en hormigón reforzado con fibras de acero. Para determinar la degradación del puente de tensiones se diseñó un ensayo con una probeta con dos roturas, sometida a carga cíclica. La probeta poseía (como vemos en la figura 2.15a) un clip extensómetro que medía las diferencias en el tamaño de la rotura. El método de carga que se utilizó fue a una velocidad constante de 4 Hz, como se puede ver en la figura 2.15b.

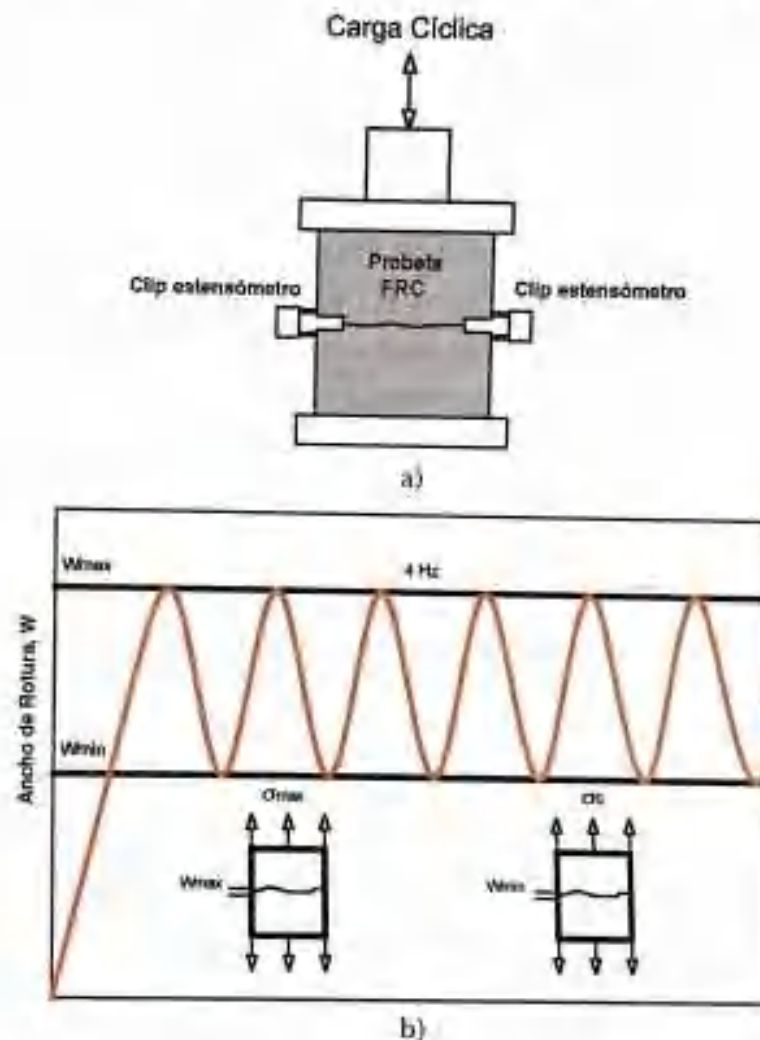


Figura 2.15. Test de tensión en carga cíclica o fatiga de SFRC realizado por Zhang, Stang y Li: (a) Montaje del experimento (b) Método de carga.

La relación de la degradación del puente de tensiones en el experimento de Zhang, Stang y Li se explica con una función simple del ancho máximo de rotura (δ_{max}) y el número de cargas cíclicas (N). La expresión es la siguiente:

$$\sigma_n/\sigma_1 = f(\delta_{max}, N)$$

Para el hormigón, la función de la degradación del puente de tensiones está expresada como:

$$\sigma_n/\sigma_1 = 1 - (k_0 + \gamma\delta_{max}) \log(N)$$

K_0 es el factor de degradación del puente de tensiones cuando el ancho de fisura es cero ($w=0$). $K_0 = 0,08$

y es la pendiente de la relación lineal del factor de degradación del puente de tensiones $\gamma = 4,00\text{mm}^{-1}$

Para el hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC), la relación de la degradación del puente de tensiones está determinada por los resultados del test de tensión uniaxial en fatiga como una función multilineal del logaritmo del número de ciclos (N).

La relación de la degradación del puente de tensiones de hormigón con fibras de acero con un contenido en fibras del 1% en fracción volumétrica y fibras de 0,4 mm de diámetro y 25 mm de longitud viene representada como:

$$\begin{array}{ll} 1 + k_1 \log(N) & 1 \leq N \leq 10 \\ \sigma_n/\sigma_1 = 1 + (k_1 - k_2) + k_2 \log(N) & 10 < N \leq 10^4 \\ 1 + (k_1 - k_2) + 4(k_2 - k_3) + k_3 \log(N) & 10^4 < N \leq 10^8 \end{array}$$

Cuando k_1 , k_2 y k_3 son constantes y menores a cero, la función del ancho de fisura máxima puede ser expresada como:

$$\begin{aligned} B_1 \delta_{\max} \\ k_1 = (B_1 - B_2) \delta_{01} + B_2 \delta_{\max} \end{aligned} \quad \begin{aligned} 0 \leq \delta_{\max} \leq \delta_{01} \\ \delta_{01} < \delta_{\max} \leq 0,5 \end{aligned}$$

Donde $B_1 = -1,43 \text{ mm}^{-1}$, $B_2 = 0,339 \text{ mm}^{-1}$ y $\delta_{01} = 0,166 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} C_1 \delta_{\max} \\ k_2 = (C_1 - C_2) \delta_{02} + C_2 \delta_{\max} \end{aligned} \quad \begin{aligned} 0 \leq \delta_{\max} \leq \delta_{02} \\ \delta_{02} < \delta_{\max} \leq 0,5 \end{aligned}$$

Donde $C_1 = -0,90 \text{ mm}^{-1}$, $C_2 = 0,0982 \text{ mm}^{-1}$ y $\delta_{02} = 0,07 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} D_1 \delta_{\max} \\ k_3 = (D_1 - D_2) \delta_{03} + D_2 \delta_{\max} + A_3 \end{aligned} \quad \begin{aligned} 0 \leq \delta_{\max} \leq \delta_{03} \\ \delta_{03} < \delta_{\max} \leq 0,5 \end{aligned}$$

Donde $D_1 = -0,777 \text{ mm}^{-1}$, $D_2 = 0,0704 \text{ mm}^{-1}$, $A_3 = -0,0432$ y $\delta_{03} = 0,109 \text{ mm}$

B) Determinación de la degradación del puente de tensiones por aproximación teórica

El desarrollo de la aproximación teórica de la degradación del puente de tensiones del FRC ha sido propuesto por la introducción de la micromecánica y la mecánica de la fractura.

La rotura del puente de tensiones y el daño por fatiga en la interfase y en las fibras fue introducido en el desarrollo de la micromecánica basada en la degradación del puente de tensiones en 1996, por Matsumoto y Li. En sus investigaciones definieron el puente de tensiones como una derivación de transferencias de esfuerzos. Por otra parte, la ley de carga cíclica estaba considerada como el cambio de esas transferencias de esfuerzos ($\Delta\sigma_N$). Dicha diferencia de esfuerzos era el resultado de la suma de la degradación del puente de tensiones debida a las fibras ($\Delta\sigma_f$) y la degradación del puente de

tensiones debida a los compuestos de la matriz ($\Delta\sigma_a$) bajo una carga cíclica,

$$\Delta\sigma_N(N, \delta) = \Delta\sigma_f(N, \delta) + \Delta\sigma_a(N, \delta)$$

La ley de carga cíclica debida a las fibras ($\Delta\sigma_f$) puede ser representada como:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_f &= f(\Delta\delta, \delta_{\max}, \delta^*) \\ \Delta\sigma_f &= \Delta\sigma_f / \sigma_0, \quad \sigma_0 = [v_f \tau (L_f / d_f)] / 2 \\ \Delta\delta &= \Delta\delta / (L_f / 2), \quad \delta_{\max} = \Delta\delta_{\max} / (L_f / 2), \quad \delta^* = \Delta\delta^* / \\ &\quad (L_f / 2) = 2\tau L_f / E_f d_f \end{aligned}$$

Donde el volumen de fibras en fracción volumétrica es V_f ; el lazo de fuerza de la interfase es τ ; la longitud de las fibras L_f ; el diámetro de las fibras d_f ; el módulo de Young de las fibras es E_f . El lazo de fuerza de la interfase (τ) va en función del número de ciclos, y cuanto mayor sea dicho número menor será la fuerza del lazo.

Por otra parte, la ley de carga cíclica debida a los compuestos de la matriz ($\Delta\sigma_a$) en función del aumento de la fisura por número de ciclos (δ) puede ser expresada como:

$$\sigma_a(\delta) = \sigma_m^0 / [1 + (\delta / \delta_{mo})^p]$$

σ_m^0 es el puente de tensiones máximo cuando $d = 0$; δ_{mo} es el desplazamiento de apertura de la fisura correspondiente a la mitad de σ_m^0 ; y p describe la forma de la curvatura del puente de tensiones.

Para esta ley de carga cíclica se considera que las tensiones y los esfuerzos vuelven a su origen una vez que haya terminado la descarga, y se puede representar como:

$$\Delta\sigma_a = (\sigma_{a \text{ max}} / \delta_{\text{max}}) \Delta\delta$$

Donde $(\sigma_{a \text{ max}}, \delta_{\text{max}})$ es el punto donde ocurre la descarga.

Matsumoto y Zhang propusieron un desarrollo similar para la ley de rotura del puente de tensiones por carga cíclica basado en un modelo de hormigón con fibras (FRC). El estudio se fundamentaba en la transferencia de fuerzas de una fibra. El desarrollo del estudio estaba basado en la degradación de la interfase durante el fenómeno de *pull-out* de la fibra (el *pull-out* es la descohesión de la fibra con la matriz causada por su falta de anclaje o por rotura de la unión fibra-matriz). La relación del puente de tensiones bajo una carga cíclica estaba considerada como la superposición de puentes de tensiones de fibras (σ_f) y el puente de tensiones de la matriz (σ_a). La expresión es la que se detalla a continuación:

$$\sigma_N(N, \delta) = \sigma_f(N, \delta) + \sigma_a(N, \delta)$$

2.6.2.3. Determinación de la degradación del puente de tensiones por carga cíclica de los materiales cementicios avanzados (ECC)

A) Características del puente de fibras

Como se comentó con anterioridad, los materiales avanzados con fibras bajo carga estática presentan un proceso de rotura de multifisuras. Esto se debe al puente de fibras que existe en cada fisura. De la capacidad que tenga dicho puente para transmitir las tensiones dependerá el número de fisuras o planos de rotura que aparezcan. Tanto la degradación del puente de tensiones de la matriz como de las fibras son fundamentales en los hormigones tradicionales con fibras para determinar el comportamiento del material ante una carga cíclica, como acabamos de describir. Sin embargo, en

estos materiales cementicios avanzados la degradación de las fibras y el puente de tensiones de las fibras juega un papel prioritario.

Los estudios de T. Kanda y V. C. Li sobre los nuevos modelos de micromecánica de la fractura para los materiales cementicios avanzados demuestran que la degradación del puente de tensiones por una carga cíclica en un plano de rotura del material dependerá del número de fibras que se rompan, de la degradación de las fibras y su resistencia y del número de fibras que se suelten de la matriz por *pull-out* (KANDA y LI, 1998), (KANDA y LI, 1998), (KANDA y LI, 1999).

1. Degradación de la interfase

Como ya hemos comentado, en la degradación del puente de tensiones de los materiales cementicios con fibras es fundamental el daño que sufre la interfase fibra-matriz. Esta degradación viene determinada en función del número de cargas cíclicas (N), de la fuerza del lazo inicial (τ_1) y de la amplitud de las fibras que es equivalente al ancho de la rotura ($\Delta\delta$).

$$\Delta \tau_{N+1} / \tau_1 = f(N, \Delta\delta_N) = k \Delta\delta_N$$

τ_{N+1} es la reducción de la fuerza del lazo de la interfase después de $N+1$ ciclos. K es un coeficiente reductor de normalización del lazo y depende del número de ciclos. K también responde a una función no bilineal de logaritmo de N , donde la primera pendiente de K es mayor que la segunda. Esto es debido a la degradación de la interfase por el número de ciclos.

2. Rotura de la fibra por fatiga

La rotura de una fibra se produce bajo una carga cíclica cuando la fibra no es capaz de seguir resistiendo la tensión a

causa de su agotamiento. En los materiales cementicios avanzados la rotura de las fibras del plano de rotura dependerán principalmente del número de ciclos (N) y del nivel tensorial que exista en la fisura (σ).

La rotura de las fibras por fatiga en la ley de degradación del puente de tensiones puede ser expresada como:

$$\begin{aligned} \sigma_N / \sigma_1 &= f(a, a_f, b_f, \delta^{*'}, N^*) \\ \delta^{*'} &= \delta^* / (L_f / 2); \quad \delta^* = (\tau L_f^2) / (E_f d_f) \\ a &= \delta / \delta^*; \quad a_f = \delta_{\max} / \delta^*; \quad b_f = \Delta\delta / \delta_{\max} \end{aligned}$$

Donde σ_1 es la tensión que existe en el puente de tensiones en el primer ciclo y σ_N la tensión para cada uno de los ciclos; δ es el ancho de fisura y $\delta_{\max}$ (como se puede deducir) el ancho máximo de fisura después de la carga cíclica; E_f es el módulo de Young y d_f el diámetro de las fibras; τ es la resistencia del lazo de la interfase que existe entre la matriz y las fibras; $\Delta\delta$ se define como la amplitud del ancho de rotura bajo la carga cíclica; N^* es la normalización del número de ciclos y es definido como:

$$\begin{aligned} N^* &= N L_f / L_c \\ L_c &= \sigma_{fu} d_f / 4\tau \end{aligned}$$

L_f es la longitud de la fibra y σ_{fu} es la capacidad tensorial de la fibra.

B) Desarrollo del modelo de degradación del puente de tensiones teniendo en cuenta la rotura de la fibra por fatiga

La rotura de la fibra por fatiga explicada en el apartado anterior nos sirve para desarrollar el modelo de degradación del puente de tensiones en los materiales cementicios avanzados (ECC). Juegan un papel fundamental las características

de las fibras para definir la capacidad mecánica del material ante una carga dinámica.

La capacidad del puente de tensiones en la fisura depende de la capacidad de cada una de las fibras. De tal forma, la capacidad mecánica del puente tensorial es la sumatoria de las capacidades de cada una de las fibras. Cuando el número de cargas cíclicas aumenta, la capacidad tensorial de las fibras disminuye y, por lo tanto, se reduce la capacidad del puente de tensiones en la rotura.

1. Supuestos básicos

Existe una serie de supuestos básicos para determinar la degradación del puente de tensiones de un material cementicio con fibras avanzado:

- La distribución tridimensional de las fibras en la matriz.
- La fuerza del lazo que existe entre la fibra y la matriz.
- La capacidad de deformación de la matriz.
- El coeficiente de Poisson y el módulo elástico de las fibras.
- La rotura de la fibra se produce cuando la pérdida de la resistencia a tracción se ve reducida por causa de la fatiga.
- El comportamiento de las fibras por su rotura no suele producirse por pull out en cargas cíclicas.

2. Efecto de la ruptura de la fibra causada por cargas cíclicas

Bajo una carga en fatiga la rotura de las fibras se debe (como ya hemos comentado) a la pérdida de la resistencia tensorial de la fibra. La ruptura de las fibras lleva a la reducción de la capacidad del puente de tensiones en la fisura. La ecuación que representa la ruptura de las fibras bajo una carga cíclica es la siguiente:

$$\sigma_N / \sigma_{\max} = 1 - k \log (N)$$

N es el número de ciclos que aguanta la fibra antes de producirse la ruptura, σ_N es la tensión de la fibra en el momento de la fatiga y $\sigma_{\max}$ es la tensión máxima que es capaz de resistir la fibra.

La siguiente figura representa la ecuación de la ruptura de la fibra en fatiga.

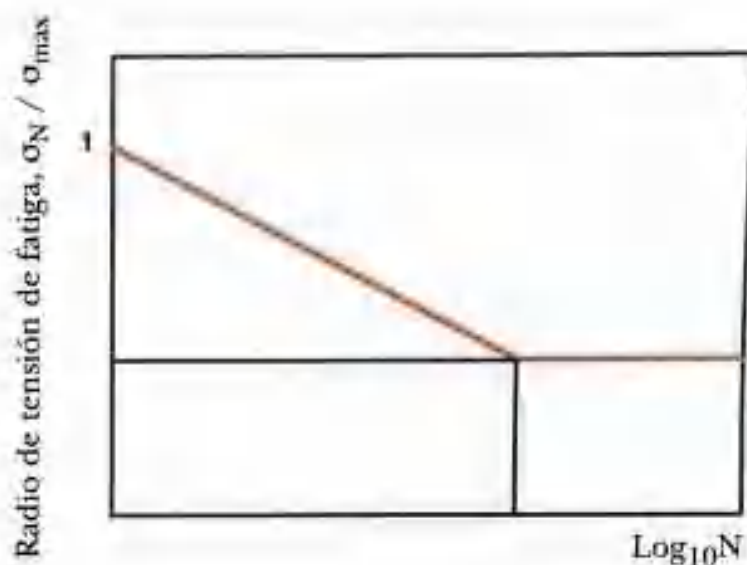


Figura 2.16. Ecuación de la ruptura de la fibra en fatiga.

3. Degradación del puente de tensiones

La degradación del puente de tensiones es consecuencia de la sumatoria de los puentes de fuerzas de las fibras distribuidas en la matriz cementicia. La ruptura de estas fibras y del consiguiente puente de tensiones viene determinada por el número de ciclos (N). La degradación del puente de tensiones en función del ancho de la fisura y del número de ciclos se expresa como:

$$\begin{aligned}\sigma(\delta, N) &= 1/A_c \sum [P(l_e, \delta, \emptyset, N) dN_f] \\ &= N_f/A_c \sum [P(l_e, \delta, \emptyset, N) p(\emptyset, z) dp] \\ &= V_f/A_c = \int_{\emptyset=0}^{(\pi/2)} \int_{(L/2)}^{(LL/2)} \cos \alpha \int P(l_e, \delta, \emptyset, N) p(\emptyset) p(z) dp\end{aligned}$$

N_f es el número de fibras, A_c el área de la sección y L_f la longitud de la fibra. P es la carga que es capaz de soportar una sola fibra y viene en función de: l_e (longitud de incrustamiento de la fibra en la matriz), δ (ancho de la fisura), $\emptyset$ (ángulo de inclinación) y N (número de ciclos). Esta función P es similar a la de una carga estática. La diferencia es que en este caso entra en juego la condición de fatiga de las fibras.

2.7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Antes de pasar al capítulo siguiente donde se elaborarán, se ensayarán y se discutirán los resultados de los materiales que se realizan en esta investigación, conviene esquematizar lo expuesto en este capítulo.

Los hormigones canarios poseen características únicas por los materiales que los componen y por la situación geográfica y climatológica a la que se ven expuestos. Los materiales que componen este tipo de hormigones son áridos de machaqueo de naturaleza fonolítica, arena del Sáhara y cementos con adiciones de puzolana natural. Estos hormigones se utilizan tanto para elaborar obras de ingeniería civil como de edificación en las islas Canarias, por lo que se ven expuestos a una serie de condiciones específicas que han de cumplir, como relaciones máximas agua-cemento, contenidos máximos de cemento y recubrimientos mínimos, todas ellas explicadas y expuestas en el apartado 2.2.2 de este capítulo.

Otro dato destacable de los que ya se han señalado es que, aunque los materiales cementicios canarios tienen los mismos daños patológicos que los materiales cementicios en general, en las islas Canarias cada vez tienen más protagonismo los daños por accidentes eólicos o sismológicos.

La mayoría de las investigaciones realizadas con estos materiales han tenido el objetivo de buscar mejoras de resistencia a compresión y durabilidad, sin embargo no existe constancia de investigaciones que pretendan mejorar las propiedades de los materiales cementicios canarios ante este considerable nuevo brote de daños patológicos originados por cargas cíclicas eólicas o sismológicas.

Como se ha visto en los trabajos anteriores, las fibras de polipropileno (al igual que el resto de fibras poliméricas que pertenecen al grupo de fibras de bajo módulo y gran alargamiento a rotura) son aptas para usarse como refuerzo de materiales cementicios, ya que poseen ventajosas características como la impermeabilidad, la resistencia ácido-álcalis y las buenas propiedades mecánicas. Además, el polipropileno tiene otra ventaja: su bajo coste económico.

En los trabajos expuestos verificamos la excelencia de las fibras de polipropileno para mejorar la retracción en el fraguado de los hormigones, con lo que disminuyen las microfisuras causadas por este fenómeno.

Por otra parte, también podemos constatar que la utilización de las fibras poliméricas no afecta a la durabilidad del hormigón, sino todo lo contrario: lo dota de mayores resistencias mecánicas a tracción y reduce la intrusión de agentes externos en el material cementicio, por lo que es más duradero.

La predicción de la forma de rotura de estos materiales es fundamental para su estudio. A lo largo de la historia se han desarrollado teorías de mecánicas de la fractura que nos ayudan a intuir dicho comportamiento.

Son dos los principales métodos o conceptos desarrollados hasta el momento: "Discrete Crack Concept o Fictitious Crack Model" y "Smeared Crack Concept o Crack Band Model". Cada uno de estos métodos tiene sus ventajas e inconvenientes; se debe emplear uno u otro modelo en función del problema que haya que solucionar.

El puente de tensiones que presenta el material cuando entra en carga es fundamental para la existencia o no de una rotura. Respecto a los materiales cementicios sin refuerzos, si este puente de tensiones se rompe, el material quedará fisurado y sus capacidades mecánicas desaparecerán en este tramo.

En los materiales cementicios reforzados con fibras, ya sean del origen que sean, el comportamiento del material no sólo depende del puente de tensiones de la propia matriz cementicia, sino también del puente de tensiones que forman las fibras con la matriz originaria, y de la capacidad de éstas para redistribuir dichas fuerzas. En función de estos dos conceptos podremos saber cómo se comportara el material antes y después de la rotura.

También es importante conocer el comportamiento del material ante una carga cíclica o con un comportamiento dinámico. Las condiciones de predicción de la fractura de este supuesto cambian en relación a las cargas estáticas. Ante estas cargas cíclicas juega un papel fundamental el deterioro del puente de tensiones, independientemente de que el material cementicio tenga o no refuerzo de fibra plástica. Sin embargo, en los materiales cementicios con fibras no sólo juega un papel fundamental el deterioro del puente de tensiones de la matriz cementicia, sino también el deterioro del puente de tensiones de la fibra-matriz y el deterioro de las propias fibras.

Son dos los métodos que se pueden emplear para conocer la degradación del puente de tensiones y, por lo tanto, la predicción de la rotura. Uno de los métodos es de aproximación teórica, y el otro, de aproximación práctica. Para desarrollar el de aproximación teórica ha sido necesario introducir los conceptos de micromecánica junto con los de mecánica de la fractura; y para el de aproximación práctica se utiliza el test de tensión uniaxial.

Por último, en los materiales cementicios avanzados con fibras juega un papel prioritario el comportamiento del puente de fibras y su deterioro ante cargas cíclicas. Por una parte se analiza la degradación de la interfase y por la otra la degradación de las fibras por fatiga. Para la degradación de las fibras por fatiga se analizan los filamentos de manera individual y, por último, se realiza una sumatoria de todos ellos.

CAPÍTULO III

MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS

3.1. INTRODUCCIÓN

Una vez expuestos los conceptos teóricos necesarios para llevar a cabo la elaboración del plan de ensayos de esta investigación se intenta, en este capítulo, desarrollar una serie de materiales que mejoren las cualidades de los hormigones canarios tradicionales.

Como se pudo ver en el estado del arte, los hormigones canarios, además de poseer los daños patológicos más frecuentes de los hormigones en general, poseen daños patológicos concretos: ataques químicos y acciones accidentales eólicas o sismológicas. En esta parte de la investigación se pretende desarrollar una serie de materiales cementicios avanzados con refuerzos de distintos tipos de fibras de polipropileno para intentar conseguir una mejora del material y que su comportamiento sea óptimo ante las acciones accidentales, independientemente de su naturaleza.

Para la elaboración de estos nuevos materiales cementicios canarios avanzados se han tomado como referencia las

investigaciones citadas en el capítulo anterior, de ahí que una de las hipótesis que se intenta demostrar, además de conseguir mejoras mecánicas de estos materiales, es que se pueden realizar materiales avanzados de matriz cementicia con los productos canarios que se emplean en el hormigón común utilizado en las islas.

Aunque el capítulo posee nueve apartados, se puede decir que está dividido en seis bloques principales. En este primer bloque introductorio se intenta explicar de forma escueta qué es lo que se pretende desarrollar en este apartado; en el segundo se detallan cuáles son los materiales empleados para la realización de las distintas dosificaciones y cuáles son sus características; en el tercer bloque se explican los ensayos que se han hecho sobre los distintos materiales y cómo se han realizado; el cuarto (que consta de cuatro apartados) es el que contiene los puntos 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7, donde se detallan los resultados obtenidos en los distintos materiales desarrollados. Cada apartado corresponde a un material diferente: el 3.4 para el hormigón de control o de referencia canario, el 3.5 para los hormigones canarios reforzados con fibras (FRC canarios), el 3.6 para los productos autocompactos canarios con y sin fibras, y por último los nuevos materiales canarios cementicios avanzados con refuerzo de fibras (ECC); los dos últimos bloques son el de análisis y discusión de resultado de los distintos materiales y, por último, el de conclusiones.

3.2. MATERIALES EMPLEADOS

Los hormigones en Canarias, como hemos comentado con anterioridad, están formados por compuestos extraídos de la naturaleza canaria.

Para la caracterización de sus componentes se han realizado los ensayos en el laboratorio de Readymix Aland S.A. en Madrid -para los áridos- y se han pedido todas las características técnicas de los cementos a la empresa de Cementos Especiales de las Islas.

En este apartado se detallan las características principales de cada uno de los materiales empleados en la investigación. Está dividido en cuatro apartados: cemento, áridos, aditivos, y fibras y adiciones.

3.2.1. Cemento

En Canarias se fabrican y se comercializan tres tipos de cementos: el CEM IV/A (P) 32,5 N, el CEM II / A-P 42,5 N y el CEM II / B-P 32,5 R. Este último es el más comercializado y el que hemos utilizado para nuestra investigación.

Vamos a detallar cuáles son cada una de las características técnicas del CEM II / B-P 32,5 R (UNE-EN 197-1:2000), así como sus principales propiedades:

Dosificación en masa		Análisis químico		Análisis físico		Resistencias		Constituyentes del Clinker
Adición aproximada de puzolana natural	21-35%	SO ₂	≤ 3,5%	Fraguado inicial	≥ 75 min	2 días	≥ 13,5 N/mm ²	AC ₃ 6-9%
		Cl-	≤ 0,1%	Fraguado final	≤ 12 h	7 días	-	
		Cromo VI	< 0,0002%	Agujas Le Chatelier	≤ 10 min	28 días	≥ 32,5 / ≤ 52,5 N/mm ²	FAC ₄ 10-15%

Tabla 3.1. Características técnicas del CEM II / B-P 32,5 R.

3.2.1.1. Influencias de las adiciones y del cemento en el hormigón

La única adición es la puzolana natural y activa de origen volcánico, procedente de la cantera de Cementos Especiales de las Islas, en Arguineguín (Gran Canaria), según todas las especificaciones que exige la norma UNE-EN 197-1. Esta puzolana confiere al cemento y al hormigón las siguientes prestaciones:

- Mayor durabilidad química por resistencias a ataques por aguas puras, carbónicas, agresivas o con débil acidez.
- Mayor compacidad e impermeabilidad.
- Menor calor de hidratación.
- Inhibe o contrarresta las expansiones producidas por la presencia de la cal libre, magnesia libre, reacción álcalis-áridos, etc.

3.2.1.2. Utilización y recomendaciones

- Todo tipo de hormigón en masa y/o armado.
- Prefabricación con tratamientos hidrotérmicos e higrotérmicos.

3.2.1.3. Precauciones y recomendaciones de uso

- Las normales en la dosificación y almacenamiento, a ser posible que no se prolongue más de tres meses.
- En climas secos y fríos curar prolongadamente.
- Evitar desecaciones bruscas en climas ventosos y secos, sobre todo en el primer periodo de endurecimiento.

3.2.2. Áridos

Los áridos que se emplean principalmente en los hormigones canarios son aquellos que se extraen de canteras de

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

origen volcánico: fonolitas y basaltos. Estos últimos son cada vez menos empleados, ya que su excesiva dureza provoca un mayor desgaste de las mandíbulas de las machacadoras, y a más velocidad. Para la investigación se han empleado áridos de machaqueo de origen fonolítico, que en la actualidad son los que más se emplean en las islas.

Los áridos de naturaleza fonolítica, como veremos a continuación con los ensayos en el laboratorio de Readymix Asland S.A., no son reactivos y poseen unas características de dureza excelente, sin embargo su morfología es problemática.

Los coeficientes de forma de esta fonolita machacada son menores que el límite admisible del 20% fijado por la EHE: en el árido de tamaño 5/10 este coeficiente es del 10%, y en el 10/20, del 17% (como veremos más tarde en los ensayos del laboratorio). Esto es debido a la tendencia a lajear de estas fonolitas de origen volcánico por causa de los planos de disyunción con que se forman.

A continuación se detallará la caracterización de los áridos empleados en nuestra investigación con los datos de los ensayos realizados en el laboratorio.

3.2.2.1. Árido 0/1 mm (Arena del Sáhara)

A) Granulometría

	Valores	Especificaciones
Módulo granulométrico (UNE 7295)	1,64	
Tamiz UNE: 2 mm.	100%	Pasa
Tamiz UNE: 1 mm.	99%	Pasa
Tamiz UNE: 0,5 mm.	74%	Pasa
Tamiz UNE: 0,25 mm.	55%	Pasa
Tamiz UNE: 0,125 mm.	9%	Pasa
Tamiz UNE: 0,063 mm.	0,8%	Pasa

Tabla 3.2. Resultados de ensayos de granulometría de la arena del Sáhara (0/1).

B) Condiciones fisico-químicas

	Valores	Especificaciones
Terrones de arcilla (UNE 7133)	0%	Máx. 1%
Materia orgánica (UNE-EN 1744-1)	0%	Ausencia
Contaminantes orgánicos ligeros (UNE 7244 o UNE-EN 1744-1)	0,05%	Máx. 0,5%
Comp. Totales de azufre (UNE-EN 1744-1)	0,07%	Máx. 1%
Sulfatos solubles en ácido (UNE-EN 1744-1)	0,06%	Máx. 0,8%
Equivalente en arena (UNE-EN 933-8)	93%	Según ambiente
Compuestos de cloro (UNE-EN 1744-1)	0,04%	HA<0,05% HP<0,03%
Reactividad árida/álcali (UNE 146507-1 y -2)	No reactivo	No reactivo

Tabla 3.3. Resultados de ensayos de condiciones fisico-químicas de la arena del Sáhara (0/1).

C) Condiciones fisico-mecánicas

	Valores	Especificaciones
Fiabilidad "micro-Deval" (UNE 83115)	15	Máx. 40
Peso específico (UNE-EN 1097-6)	2,64 Mg/m ³	
Contenido de finos (UNE-EN 933-1)	0,8%	Según ambiente
Absorción (UNE-EN 1097-6)	0,65%	Máx. 5%
Estabilidad en peso (UNE-EN 1367-2)	2,25%	Máx. 15% (MgSO ₄)

Tabla 3.4. Resultados de ensayos de condiciones fisico-mecánicas de la arena del Sáhara (0/1).

3.2.2.2. Árido 0/5 mm

A) Granulometría

	Valores	Especificaciones
Módulo granulométrico (UNE 7295)	3,15	
Tamiz UNE: 8 mm.	100%	Pasa
Tamiz UNE: 4 mm.	96%	Pasa
Tamiz UNE: 2 mm.	76%	Pasa
Tamiz UNE: 1 mm.	51%	Pasa
Tamiz UNE: 0,5 mm.	31%	Pasa
Tamiz UNE: 0,25 mm.	19%	Pasa
Tamiz UNE: 0,125 mm.	13%	Pasa
Tamiz UNE: 0,063 mm.	9,2%	Pasa

Tabla 3.5. Resultados de ensayos de granulometría del árido 0/5 mm. (Arena).

B) Condiciones físico-químicas

	Valores	Especificaciones
Terrones de arcilla (UNE 7133)	0%	Máx. 1%
Materia orgánica (UNE-EN 1744-1)	0%	Ausencia
Contaminantes orgánicos ligeros (UNE 7244 o UNE-EN 1744-1)	0%	Máx. 0,5%
Comp. totales de azufre (UNE-EN 1744-1)	0,08%	Máx. 1%
Sulfatos solubles en ácido (UNE-EN 1744-1)	0,07%	Máx. 0,8%
Equivalente en arena (UNE-EN 933-8)	75%	Según ambiente
Compuestos de cloro (UNE-EN 1744-1)	0,013%	HA<0,05% HP<0,03%
Reactividad ácido/álcali (UNE 146507-1 y -2)	No reactivo	No reactivo

Tabla 3.6. Resultados de ensayos de condiciones físico-químicas del árido 0/5 mm. (Arena).

C) Condiciones físico-mecánicas

	Valores	Especificaciones
Friabilidad "micro-Deval" (UNE 83115)	12	Máx. 40
Peso específico (UNE-EN 1097-6)	2,48 Mg/m ³	
Contenido de finos (UNE-EN 933-1)	9,2%	Según ambiente
Absorción (UNE-EN 1097-6)	2,7%	Máx. 5%
Estabilidad en peso (UNE-EN 1367-2)	3,15%	Máx. 15% (MgSO ₄)

Tabla 3.7. Resultados de ensayos de condiciones físico-mecánicas del árido 0/5 mm. (Arena).

3.2.2.3. Árido 5/10 mm

A) Granulometría

	Valores	Especificaciones
Módulo granulométrico (UNE 7295)	6,23	
Tamiz UNE: 12,5 mm.	100%	Pasa
Tamiz UNE: 10 mm.	95%	Pasa
Tamiz UNE: 8 mm.	66%	Pasa
Tamiz UNE: 6,3 mm.	29%	Pasa
Tamiz UNE: 5 mm.	8%	Pasa
Tamiz UNE: 4 mm.	3%	Pasa
Tamiz UNE: 2 mm.	2%	Pasa
Tamiz UNE: 1 mm.	1%	Pasa

Tabla 3.8. Resultados de ensayos de granulometría del árido 5/10 mm.

B) Condiciones físico-químicas

	Valores	Especificaciones
Terrones de arcilla (UNE 7133)	0%	Máx. 0,25%
Contaminantes orgánicos ligeros (UNE 7244 o UNE-EN 1744-1)	0%	Máx. 1%
Comp. totales de azufre (UNE-EN 1744-1)	0,09%	Máx. 1%
Sulfatos solubles en ácido (UNE-EN 1744-1)	0,07%	Máx. 0,8%
Compuestos de cloro (UNE-EN 1744-1)	0,01%	HA<0,05%,HP<0,03%
Reactividad árido/álcali (UNE 146507-1 y -2)	No reactivo	No reactivo
Partículas blandas (UNE 7134)	0,4%	Máx. 5%

Tabla 3.9. Resultados de ensayos de condiciones físico-químicas del árido 5/10 mm.

C) Condiciones físico-mecánicas

	Valores	Especificaciones
Peso específico (UNE-EN 1097-6)	2,60 Mg/m ³	
Contenido de finos (UNE-EN 933-1)	1,4%	Según ambiente
Absorción (UNE-EN 1097-6)	0,95%	Máx. 5%
Estabilidad en peso (UNE-EN 1367-2)	2,45%	Máx. 18% (MgSO ₄)
Desgaste de "Los Ángeles" (UNE-EN 1097-2)	13	Máx. 40
Coeficiente de forma (UNE 7238)	0,10	Máx. 0,20
Índice de lajas (UNE-EN 933-3)	23	inferior a 35

Tabla 3.10. Resultados de ensayos de condiciones físico-mecánicas del árido 5/10 mm.

3.2.2.4. Árido 10/20 mm.

A) Granulometría

	Valores	Especificaciones
Módulo granulométrico (UNE 7295)	7,06	
Tamiz UNE: 25 mm.	100%	Pasa
Tamiz UNE: 20 mm.	99%	Pasa
Tamiz UNE: 16 mm.	85%	Pasa
Tamiz UNE: 14 mm.	66%	Pasa
Tamiz UNE: 12,5 mm.	50%	Pasa
Tamiz UNE: 10 mm.	13%	Pasa
Tamiz UNE: 8 mm.	3%	Pasa
Tamiz UNE: 6,3 mm.	1%	Pasa

Tabla 3.11. Resultados de ensayos de granulometría del árido 10/20 mm.

B) Condiciones físico-químicas

	Valores	Especificaciones
Terrones de arcilla (UNE 7133)	0%	Máx. 0,25%
Contaminantes orgánicos ligeros (UNE 7244 o UNE-EN 1744-1)	0%	Máx. 1%
Comp. totales de azufre (UNE-EN 1744-1)	0,09%	Máx. 1%
Sulfatos solubles en ácido (UNE-EN 1744-1)	0,07%	Máx. 0,6%
Compuestos de cloro (UNE-EN 1744-1)	0,01%	HA<0,05%, HF<0,03%
Reactividad ácido/álcali (UNE 146507-1 y -2)	No reactivo	No reactivo
Partículas blandas (UNE 7134)	0%	Máx. 5%

Tabla 3.12. Resultados de ensayos de condiciones físico-químicas del árido 10/20 mm.

B) Condiciones físico-mecánicas

	Valores	Especificaciones
Peso específico (UNE-EN 1097-6)	2.60 Mg/m ³	
Contenido de finos (UNE-EN 933-1)	0,9%	Según ambiente
Absorción (UNE-EN 1097-6)	0,75%	Máx. 5%
Estabilidad en peso (UNE-EN 1367-2)	2,45%	Máx. 18% (MgSO ₄)
Desgaste de "Los Ángeles" (UNE-EN 1097-2)	13	Máx. 40
Coefficiente de forma (UNE 7238)	0,17	Máx. 0,20
Índice de lajas (UNE-EN 933-3)	17	Inferior a 35

Tabla 3.13. Resultados de ensayos de condiciones físico-mecánicas del árido 10/20 mm.

3.2.3. Aditivos

3.2.3.1. Superplastificante/reductor de agua de alta actividad (UNE EN 934-2)

Como ya comentamos en la introducción del capítulo, al introducir fibras cortas de polipropileno en la mezcla se ha tenido que incluir en la dosificación un superplastificante/reductor de agua de alta actividad (según la norma UNE EN 934-2) para poder conseguir una buena trabajabilidad de la mezcla.

Este superplastificante, cuya denominación comercial es ADVA 115, es suministrado por la empresa GRACE Construction Products y está formulado a partir de polímeros carboxilados.

A) Propiedades

- Apariencia: líquido claro amarillento.
- Peso específico: 1,08 a 20°C.
- Efecto oclisor de aire: aproximadamente 1%.
- Contenido en cloruros: exento.
- Vida útil: 12 meses a partir de la fecha de fabricación en bidones.

B) Principales ventajas

- Especialmente adecuado para conseguir hormigones con muy buena trabajabilidad y excelente retención de ésta.
- Se ha observado un bajo efecto retardante, así como una pérdida muy baja de las resistencias iniciales a compresión.
- Da lugar a mezclas muy cohesivas muy adecuadas para el bombeo.

3.2.3.2. Superplastificante para hormigón autocompactable

El superplastificante empleado para la elaboración de estos hormigones autocompactables canarios es de última generación. Está formulado a partir de polímeros carboxilados modificados.

Su denominación comercial es ADVA Flow 340, de la empresa Grace Construction Products. El producto está elaborado conforme a las normas UNE EN 934-2, BS 5075:Parte 1 y 3, ASTM C494, Tipo A, F.

A) Propiedades

- Apariencia: líquido marrón.
- Peso específico: 1,06 a 20°C.
- Efecto oclisor de aire: aproximadamente 1,5%.

- Contenido en cloruros: exento.
- Vida útil: 12 meses a partir de la fecha de fabricación en bidones.

B) Principales ventajas

- Especialmente adecuado para conseguir hormigones muy fluidos y autocompactables sin necesidad de grandes contenidos de agua.
- Los hormigones que lo llevan fluyen y compactan en torno a las armaduras sin segregación ni bloques.
- Mejora la bombeabilidad y, con reducciones de agua moderadas-altas, aumenta de forma considerable las resistencias mecánicas, la impermeabilidad y la durabilidad.
- El tiempo de adición no es crítico y el hormigón puede ser reajustado o aumentada su trabajabilidad con adiciones sucesivas de aditivo.

3.2.4. Fibras de polipropileno

3.2.4.1. Fibras de polipropileno 90/40

Las fibras de polipropileno (PP.) que se utilizan para la elaboración de los FRC de nuestro trabajo se denominan comercialmente STRUX 90/40, y son elaboradas por la empresa GRACE Construction Products.

Estas fibras de PP. tienen una longitud de 40 mm y una esbeltez de 90. Ya se han utilizado en nuestro país para la elaboración de hormigones reforzados con fibras cortas de polipropileno, con unos magníficos resultados de mejora del hormigón ante el comportamiento en fatiga y al impacto. También proporciona una mayor tenacidad y ductilidad al material.

A) Propiedades

- Longitud: 40 mm.
- Esbeltez: 90.
- Peso específico: 0,92.
- Absorción: no.
- Módulo elástico: 9,5 GPa.
- Resistencia a tracción: 540 MPa.
- Punto de Fusión: 160°C.
- Punto de inflamación: 590°C.
- Resistencias a los álcalis, ácidos y sales: alta.

B) Principales ventajas de estas fibras

- Buen control de la figuración.
- Buena dispersión y bombeabilidad.
- Ductilidad.
- Durabilidad.
- Evitan la corrosión.
- Aplicación rápida, fácil y segura.
- Alternativa de refuerzo eficiente y coste efectivo.

Las fibras de polipropileno (PP.) que se utilizan para la elaboración de los ECC canarios son de dos tipos. El primero es de 12 mm, y el segundo, de 19 mm; a continuación definiremos sus principales características.

3.2.4.2. Fibras de polipropileno 12 mm

Las fibras de polipropileno de 12 mm que hemos empleado se denominan comercialmente Sikafiber M-12 y son elaboradas por la empresa SIKa.

A) Propiedades

- Longitud: 12 mm.
- Densidad: 0,91 kg/l.
- Absorción: no.
- Alargamiento a rotura: 25%.
- Punto de fusión: 160°C.
- Punto de inflamación: 590°C.
- Resistencias a los álcalis, ácidos y sales: alta.

B) Principales ventajas de estas fibras

- Buen control de la figuración.
- Perfecta dispersión en la masa del hormigón o mortero.
- Distribución homogénea y uniforme en la matriz cementicia.
- Durabilidad.
- Evitan la corrosión.
- Impermeabilidad.

3.2.4.3. Fibras de polipropileno 19 mm

Las fibras de polipropileno de 19 mm que hemos utilizado se denominan comercialmente Grace MicroFiber y son elaboradas por la empresa GRACE Construction Products.

A) Propiedades

- Longitud: 19 mm.
- Peso específico: 0,91.
- Absorción: no.
- Módulo elástico: 500 Ksi.
- Punto de fusión: 160°C.
- Punto de inflamación: 590°C.
- Resistencias a los álcalis, ácidos y sales: alta.

B) Principales ventajas de estas fibras

- Buen control de la figuración.
- Buena dispersión y bombeabilidad.
- Ductilidad.
- Durabilidad.
- Evitan la corrosión.
- Aplicación rápida, fácil y segura.

3.2.5. Adiciones

A) Cenizas volantes

Para mejorar la trabajabilidad y consistencia de la mezcla y las resistencias finales del hormigón se ha incluido en la dosificación cenizas volantes.

Las cenizas volantes empleadas proceden de la central térmica de Ponferrada y sus ensayos de caracterización fueron realizados en el laboratorio de la empresa Readymix Asland S.A., (Madrid).

Los ensayos que se hicieron fueron de finura Blaine (S.E.B.), densidad, humedad, trióxido de azufre, estabilidad de volumen en caliente, finura por tamizado en húmedo, demanda relativa de agua, actividad resistente a 28 días, actividad resistente a 90 días, cal libre y pérdida por calcinación.

	Valores	Especificaciones
Superficie específica Blaine (S.E.B.) (UNE 80.106)	4040 cm ² /g	
Densidad real (UNE 80.103)	2,37 g/ cm ³	
Humedad (UNE 83.431)	0,12%	
Trióxido de azufre (EN 196-2)	0,30%	Menor del 3%
Estabilidad de volumen (expansión) (EN 196-3)	0,25 mm	Menor de 10 mm.
Relieve tamiz de 0,045 mm (finura) (EN 451-2)	24,6%	Menor del 40%
Demanda relativa de agua (UNE 83.452)	87,6%	Aconsejable <100%
Índice de actividad resistente a 28 días (EN 196-1)	83,9%	Mayor del 75%
Índice de actividad resistente a 90 días (EN 196-1)	86,4%	Mayor del 85%
Óxido de calcio libre (EN 451-1)	0,03%	<1% (hasta 2,5%)
Pérdida al fuego (EN 196-2)	8,30%	Menor del 5%

Tabla 3.14. Resultados de análisis de cenizas volantes.

3.3. MÉTODOS DE ENSAYO

3.3.1. Ensayos físicos

3.3.1.1. Ensayos de consistencia y trabajabilidad

A) Cono de Abrams

Para los ensayos de trabajabilidad y consistencia del hormigón fresco se ha empleado el método del cono de Abrams, según la norma UNE 83-313-90.

Este ensayo consiste en llenar mediante tres capas de hormigón fresco un molde tronco cónico de altura 300 mm y diámetro superior 100 mm e inferior 200 mm. Cada una de las capas debe ser compactada con 25 golpes con una barra compactadora. Una vez que la capa superior ha sido compactada se alisa y se retira el molde, levantándolo con cuidado en dirección vertical lo más rápidamente posible. Tras levantar el molde se medirá el índice de consistencia del hormigón

fresco en función de la diferencia que hay entre la altura del molde y la del punto más alto de la muestra después del ensayo. El resultado se expresará en ± 0.5 cm.

B) Consistómetro Vebe

El ensayo de consistencia del hormigón fresco que vamos a exponer a continuación es el método del consistómetro de Vebe, según la norma UNE 83-314-90.

Este ensayo consiste en introducir el hormigón fresco en un cono como el de Abrams; a su vez este cono debe estar dentro de un recipiente cilíndrico. El recipiente cilíndrico está enganchado de forma segura a una mesa de sacudidas o de vibración. Una vez se ha introducido la mezcla en el cono, éste será retirado. Después se pone una placa de metacrilato transparente sobre el hormigón en forma de cono que está dentro del recipiente cilíndrico. Mientras se pone la placa sobre el cono de hormigón se acciona el interruptor de puesta en marcha de la mesa de sacudidas. En ese momento comienza el ensayo, por lo que se iniciará la cuenta en un cronómetro para que mida cuánto tiempo tarda el cono de hormigón en desaparecer y convertirse en un trozo de cilindro. El ensayo se dará por terminado cuando la placa de metacrilato quede totalmente cubierta por el hormigón.

Los parámetros según la normativa son los siguientes: si la mezcla tiene un tiempo de desarrollo del ensayo de entre 5-10 segundos, se considera seca; si ese tiempo es de entre 10-18 segundos, se considera muy seca; y si es de entre 18-30 segundos se considera extremadamente seca.

C) Ensayo para hormigones o materiales cementicios autocompactos

En el caso de las dosificaciones con fibras, para determinar si el hormigón es autocompacto o con capacidad

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras autocompactante se ha realizado el ensayo convencional del cono de Abrams. Una vez retirado el cono para que el hormigón reciba la categoría de autocompactable, la torta que se forma debe ser igual o mayor a 65 cm.

3.3.1.2. Ensayos de ultrasonidos

Las medidas de velocidad de ultrasonidos se han realizado con el equipo de ultrasonidos del Laboratorio de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid. Este equipo ofrece una medida de la velocidad en m/s que tardan las ondas en atravesar la muestra. Conocida la distancia, se calcula el tiempo.

Con la ecuación $E_s = \text{densidad} \times \text{velocidad}^2$ se obtiene el módulo de ultrasonidos (sónico) del material, que es una medida indirecta del módulo de elasticidad estático tangente del material.



Figura 3.1. Equipo de medida de ultrasonidos.

3.3.2. Ensayos mecánicos estáticos

3.3.2.1. Ensayos de carga estática a compresión

Estos ensayos se han realizado en el Laboratorio de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid. Para la realización de los ensayos se ha utilizado la prensa universal Icon de carga máxima 120 Tn.

Para efectuar estos ensayos se han utilizado probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm, y probetas cúbicas de 10 cm de arista. Los ensayos se han realizado a 7 y 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.

3.3.2.2. Ensayos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño)

Los ensayos de tracción indirecta o Brasileño se han realizado en el Laboratorio de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid. Al igual que los ensayos de carga estática a compresión, estos se han hecho con la prensa universal Icon de carga máxima 120 Tn.

Para la ejecución de estos ensayos se han utilizado probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm. Se han realizado a 7 y 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.

3.3.2.3. Ensayos de carga estática a flexión

A) Flexión a 3 puntos

Los ensayos de flexión a 3 puntos se han realizado en el Laboratorio de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid, con la máquina mecánica científica flexo tracción cuya cédula de carga máxima es de 20 Tn.

Para efectuar estos ensayos se han utilizado probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm de dimensión. Los ensayos se han realizado a 7 y 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.

En la figura 3.2 se puede ver el esquema de elaboración del ensayo. Se situaron los puntos de apoyo a una distancia de 30 cm y la carga se colocó en el centro del vano, a 15 cm de cada uno de los apoyos.

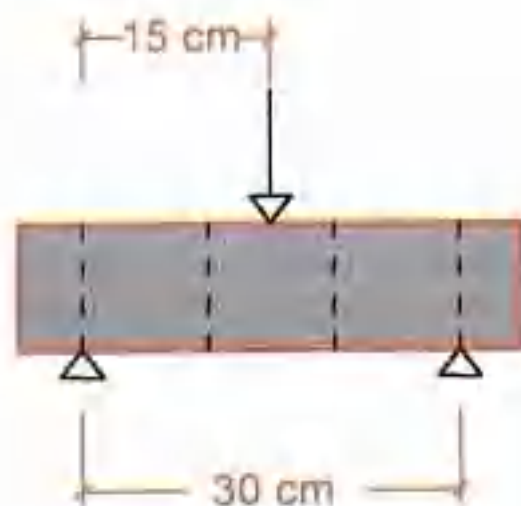


Figura 3.2. Esquema de ensayo a flexión de carga estática a 3 puntos.

B) Flexión a 4 puntos

Estos ensayos se han realizado en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid, con la máquina electromecánica Codein cuya cédula de carga máxima es de 30 Tn.

Para hacerlos se han utilizado probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm de dimensión. Se han realizado a 7 y 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.



Figura 3.3. Máquina electromecánica de ensayos Codein a flexión de carga estática a 4 puntos del Laboratorio de Estructuras de la ETSAM.

En la figura 3.4 se puede ver el esquema de elaboración del ensayo. Se situaron los puntos de apoyo a una distancia de 30 cm y los puntos de carga a 10 cm de cada punto de apoyo. En la figura 3.3 se puede ver una imagen del ensayo.

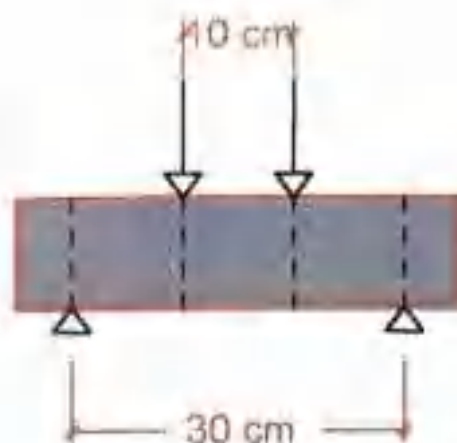


Figura 3.4. Esquema de ensayo a flexión de carga estática a 4 puntos.

3.3.2.4. Cálculo de los índices de tenacidad

El índice de tenacidad, I_d , es un índice adimensional para cuantificar la ductilidad del hormigón con fibras. Como se ha comentado anteriormente, el hormigón es un material frágil, de ahí la importancia que tiene dicho índice, ya que a mayor índice de tenacidad mayor será la ductilidad del nuevo material cementicio. Se entiende por índice de tenacidad el cociente entre la energía elástica más la energía plástica entre la energía elástica. En la figura 3.5 se pueden observar las áreas correspondientes a la energía elástica y la energía plástica.

De donde se puede sacar la siguiente ecuación:

$$I_d = (EE+EP)/EE$$

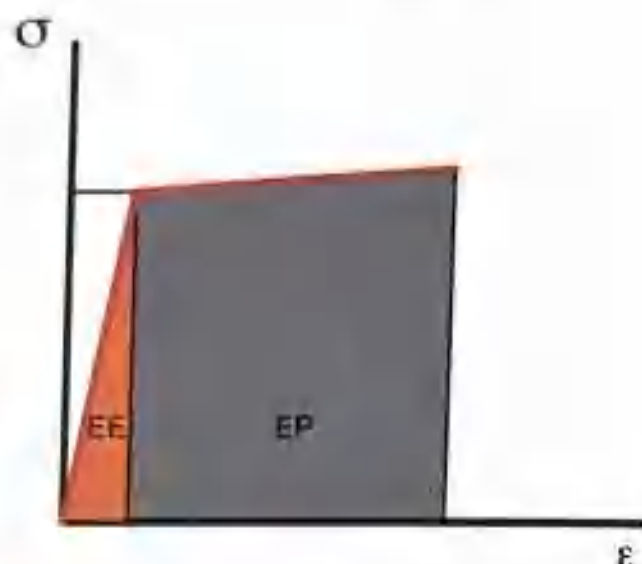


Figura 3.5. Gráfica de tensión-deformación para el cálculo de los índices de tenacidad.

El cálculo de los índices de tenacidad se ha realizado mediante los métodos ASTM C1018-84 (ASTM, 1984) y ASTM C1018-89 (ASTM, 1989). Los cuatro índices de tenacidad calculados (I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) son el resultado de dividir las áreas delimitadas por la curva ($P - \square$) y el eje de abscisas hasta las flechas iguales a 3δ , $5,5\delta$, $10,5\delta$ y $15,5\delta$ respectivamente, por el área existente hasta una flecha igual a δ correspondiente a la carga P de la primera fisura. En la figura 3.6 se reproduce el gráfico correspondiente a dicha explicación, y de dónde se sacan las ecuaciones que se dictan a continuación, que son las que se han utilizado para calcular los mencionados índices de tenacidad:

Materiales compuestos avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

$$I_5 = (A_1 + A_2) / A_1; \quad I_{10} = (A_1 + A_2 + A_3) / A_1; \quad I_{20} = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4) / A_1;$$

$$I_{30} = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5) / A_1$$

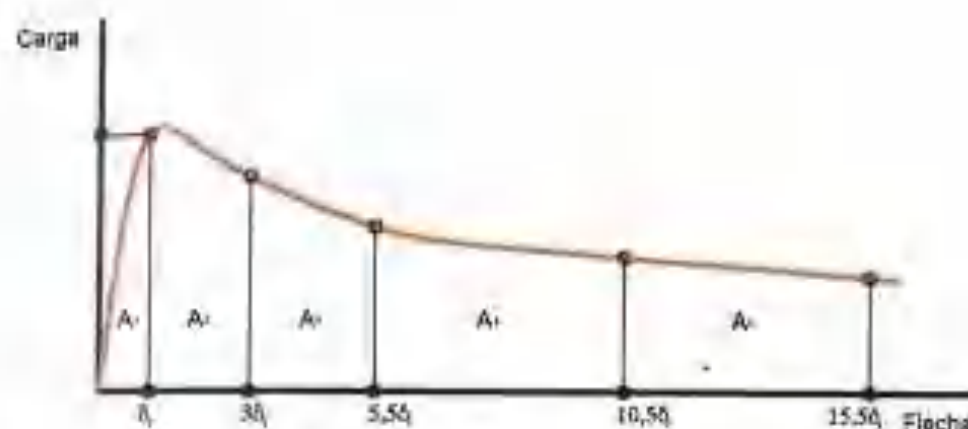


Figura 3.6. Gráfica de carga-flecha para hallar las áreas necesarias para el cálculo de los índices de tenacidad I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30} mediante los métodos ASTM C1018-84 (ASTM, 1984) y ASTM C1018-89 (ASTM, 1989).

3.3.3. Ensayos mecánicos dinámicos

Los ensayos mecánicos de carga cíclica se han realizado a flexión a 4 puntos. Se han ejecutado con la máquina electromecánica Codein, cuya cédula de carga máxima es de 30 Tn, del Laboratorio de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid.

Para la realización de estos ensayos se han utilizado probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm de dimensión. Los ensayos se han realizado a 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.

Como se puede apreciar en la figura 3.7, se introdujo una carga máxima de 0,5 Tn y una mínima de 0,2 Tn. Se preparó para realizar 10 ciclos, y las velocidades de carga de los ensayos fueron 0,25, 0,33 y 0,5 Hz. La máquina permitía obtener como máximo un punto carga-flecha cada 0,25 seg.

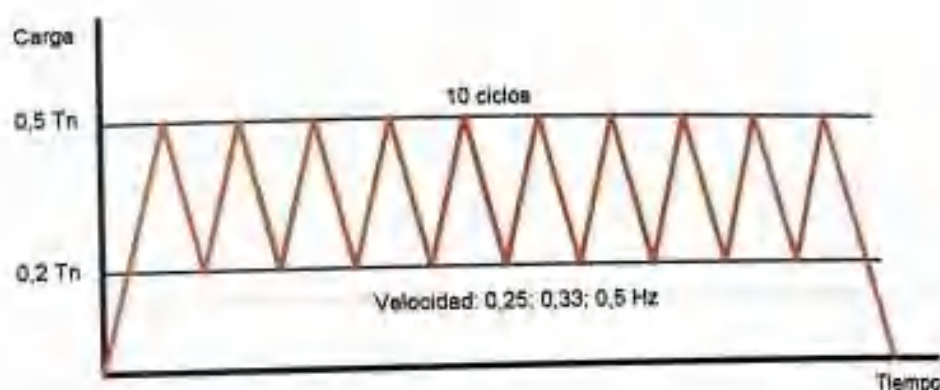


Figura 3.7. Gráfica de carga-tiempo del diseño del ensayo de flexión a cuatro puntos de carga dinámica.

Se deduce de las velocidades y de la carga máxima y mínima de los ciclos que la velocidad de carga para 0,25 Hz (1 ciclo/4 seg) es 150 kg/seg; para 0,33 Hz (1 ciclo/3 seg) es 200 kg/seg; y por último para 0,5 Hz es 300 kg/seg.

El ensayo se preparó con la misma situación de los apoyos y los puntos de carga que en el ensayo a flexión de carga estática a 4 puntos que se detalla en la figura 3.4 de este mismo capítulo.

3.4. HORMIGÓN CANARIO DE REFERENCIA O DE CONTROL

3.4.1. Dosificaciones

La dosificación del hormigón de control o referencia que se ha empleado en esta investigación ha sido proporcionada por el Laboratorio de Materiales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

Se ha utilizado una dosificación para conseguir un hormigón característico de 290 kg/cm² (H-290).

Para dicho hormigón se han utilizado los áridos descritos en el apartado anterior, de granulometrías 0/1, 0/5, 5/10 y 10/20, y el CEM II / B-P 32,5 R.

La dosificación es la detallada a continuación:

CEM II / B-P 32,5 R	320 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	326 kg/m ³
Árido 0/5	489 kg/m ³
Árido 5/10	382 kg/m ³
Árido 10/20	623 kg/m ³
Agua	195 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,609

Tabla 3.15. Dosificación del hormigón canario de control o de referencia.

3.4.2. Ensayos realizados

3.4.2.1. Ensayos físicos

A) Ensayos de consistencia y trabajabilidad



Figura 3.8. Momento de vertido de la masa en el cono y realización de las 25 ton-gadas por capa.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

NÚMERO DE SERIE	RESULTADO cm	CONSISTENCIA	MEDIA cm
Serie 1	6,5 cm	Blanda	6,0
Serie 2	6,0 cm	Blanda	
Serie 3	4,5 cm	Blanda	
Serie 4	5,5 cm	Blanda	
Serie 5	6,0 cm	Blanda	
Serie 6	6,0 cm	Blanda	
Serie 7	6,0 cm	Blanda	

Tabla 3.16. Resultados ensayo del cono de Abrams hormigón de control.

B) Ensayos de ultrasonidos

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

PROBETA Serie 5	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	300	4354	68,90	2,30	43,6	42,28
2	300	4316	69,50	2,29	42,6	
3	300	4316	69,51	2,30	42,8	
4	300	4256	70,49	2,31	41,8	
5	300	4199	71,44	2,30	40,5	
6	300	4296	69,83	2,30	42,4	

Tabla 3.17. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del hormigón de control.

3.4.2.2. Ensayos mecánicos estáticos

A) Ensayos de carga estática a compresión



Figura 3.9. Rotura de probeta con la máquina de ensayos a compresión de carga estática del Laboratorio de Materiales de la ETSAM.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

SERIE PROBETA Ø= 15 cm L= 30 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	22.02.2005	7	12246	2,31	2,31	23550	13,3	14,0
Serie 1-2	22.02.2005	7	12251	2,31		26000	14,7	
Serie 1-6	14.03.2005	28	12194	2,30	2,30	41800	23,7	23,7
Serie 2-1	8.03.2005	7	12202	2,30	2,31	39580	22,4	23,8
Serie 2-2	8.03.2005	7	12306	2,32		44480	25,2	
Serie 2-3	29.03.2005	28	12208	2,30	2,30	67209	38,0	34,6
Serie 2-4	29.03.2005	28	12211	2,30		55150	31,2	
Serie 3-1	8.03.2005	7	12350	2,33	2,31	30440	17,2	18,7
Serie 3-2	8.03.2005	7	12143	2,29		35590	20,1	
Serie 3-3	29.03.2005	28	12184	2,29	2,29	56670	32,1	34,9
Serie 3-4	29.03.2005	28	12238	2,30		66540	37,6	
Serie 5-1	22.03.2005	7	12180	2,30	2,30	35390	20,0	20,6
Serie 5-2	22.03.2005	7	12210	2,30		37500	21,2	
Serie 5-3	13.04.2005	28	12220	2,30	2,30	58840	33,3	31,1
Serie 5-4	13.04.2005	28	12211	2,30		50880	28,8	
Serie 6-1	22.03.2005	7	12207	2,30	2,30	32400	18,3	18,6
Serie 6-2	22.03.2005	7	12198	2,30		33250	18,6	
Serie 6-3	13.04.2005	28	12196	2,30	2,30	53880	30,5	30,4
Serie 6-4	13.04.2005	28	12225	2,30		53820	30,4	

Tabla 3.18. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm.

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

SERIE PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa Fc=0.8	MEDIA MPa
Serie 1-1	22.02.2005	7	2312	2.31	2.31	17560	14.3	12.1
Serie 1-2	22.02.2005	7	2315	2.31		12400	9.9	
Serie 1-3	14.03.2005	28	2339	2.3	2.30	25290	20.2	21.1
Serie 1-4	14.03.2005	28	2337	2.3		27630	22.1	
Serie 4-1	22.03.2005	7	9240	2.31	2.31	29300	23.4	22.8
Serie 4-2	22.03.2005	7	9271	2.32		28530	22.8	
Serie 4-3	22.03.2005	7	9230	2.31		27820	22.2	

Tabla 3.19. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de dimensión 10 x 10 x 10 cm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.30	18.7
28	2.30	20.3

Tabla 3.20. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión.

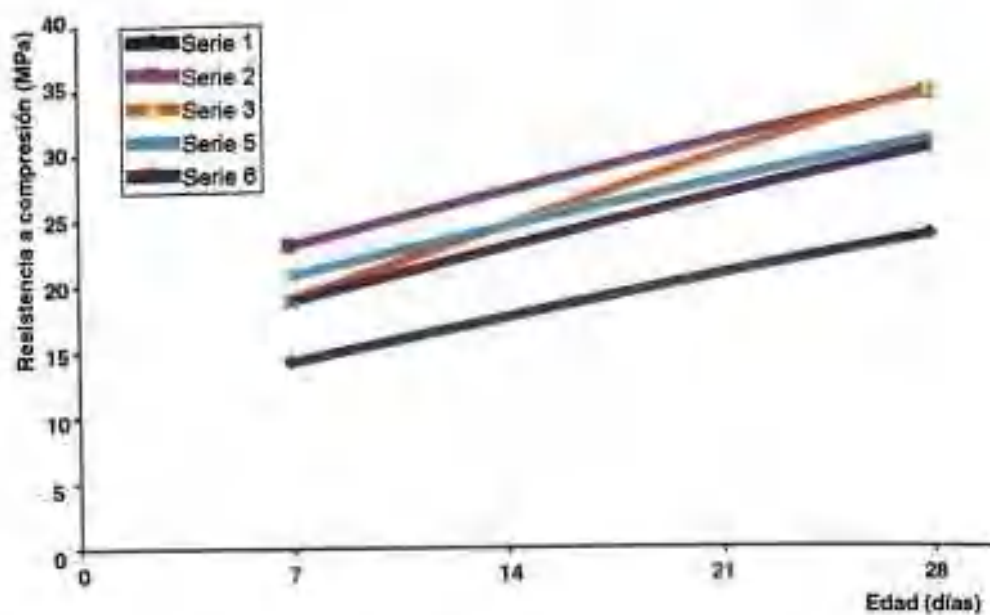


Figura 3.10. Gráfica de resistencia a compresión del hormigón de control a 7 y 28.

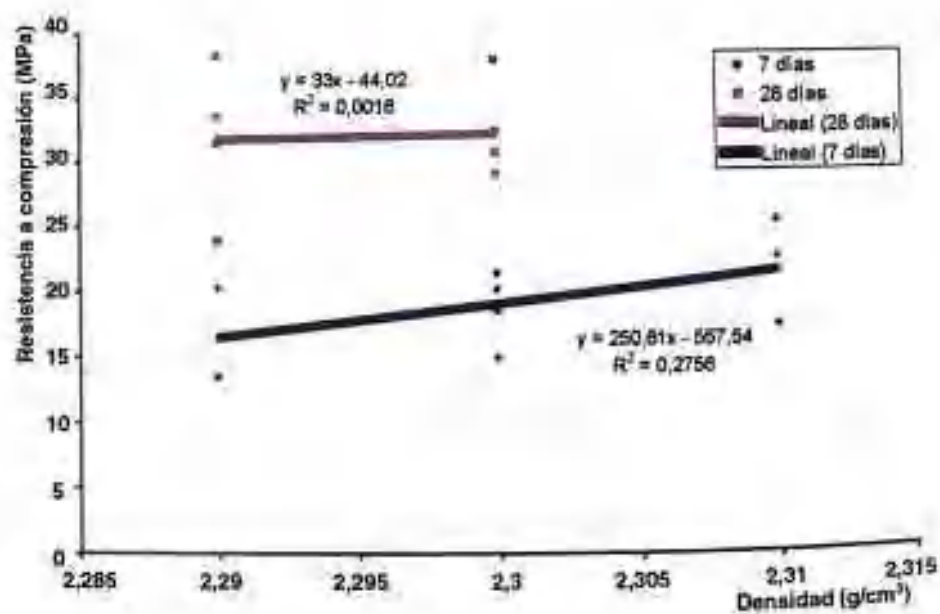


Figura 3.11. Gráfica de relación Rcompresión-densidad del hormigón de control a 7 y 28 días.

B) Ensayos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño)



Figura 3.12. Rotura de probeta con la máquina de ensayos a tracción indirecta de carga estática del Laboratorio de Materiales de la ETSAM.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

SERIE PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	22.02.2005	7	12247	2.31	2.31	13970	2.0	2.0
Serie 1-2	14.03.2005	28	12195	2.30	2.30	15000	2.1	2.0
Serie 1-3	14.03.2005	28	12193	2.30		13760	1.9	
Serie 2-1	8.03.2005	7	12256	2.31	2.31	15130	2.1	2.1
Serie 2-2	29.03.2005	28	12200	2.30	2.30	25410	3.6	3.6
Serie 2-3	29.03.2005	28	12186	2.30		25710	3.6	
Serie 3-1	8.03.2005	7	12258	2.31	2.31	14280	2.0	2.0
Serie 3-2	29.03.2005	28	12199	2.30	2.30	22080	3.1	3.1
Serie 3-3	29.03.2005	28	12188	2.30		21150	3.0	

Tabla 3.21. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA kp/cm ²
7	2.30	2.0
28	2.30	3.0

Tabla 3.22. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño).

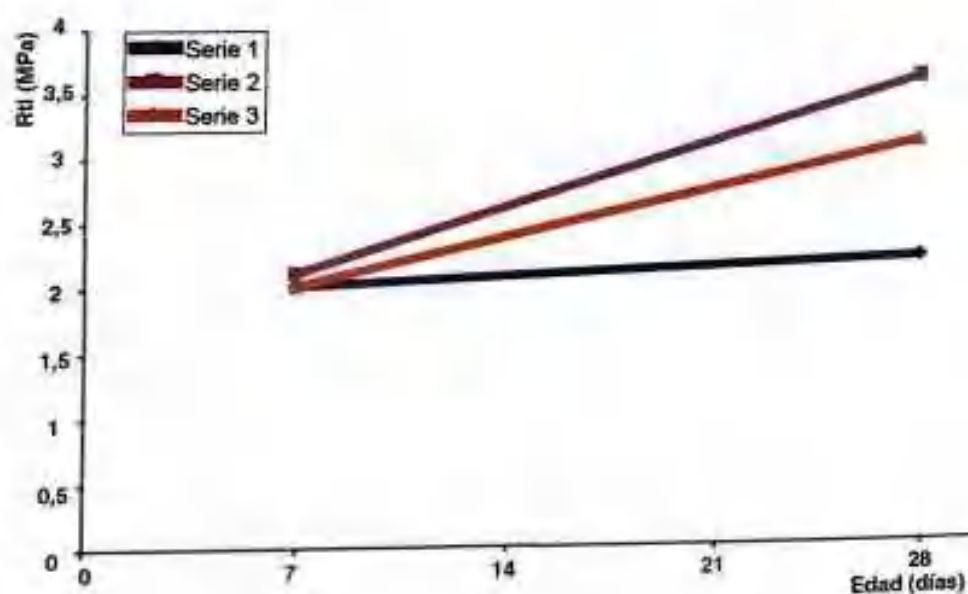


Figura 3.13. Gráfica de resistencia a Brasileño del hormigón de control a 7 y 28.

C) Ensayos de carga estática a flexión



a)



b)

Figura 3.14. (a) Imagen de figuración de probeta por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos (b) Imagen de probeta rota a flexión por 3 puntos.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 4-1	22.03.2005	7	9240	2,31	2,31	817,65	3,68	3,55
Serie 4-2	22.03.2005	7	9271	2,32		805,84	3,63	
Serie 4-3	22.03.2005	7	9230	2,31		746,22	3,35	
Serie 5-1	22.03.2005	7	9250	2,32	2,31	1274,56	5,73	5,73
Serie 5-2	26.04.2005	28	9212	2,30	2,30	1308,65	5,88	5,79
Serie 5-3	26.04.2005	28	9218	2,30		1270,81	5,71	
Serie 6-1	22.03.2005	7	9246	2,31	2,31	685,09	3,08	3,08
Serie 6-2	27.04.2005	52	9210	2,30	2,30	1172,06	5,27	5,47
Serie 6-3	27.04.2005	52	9208	2,30		1261,78	5,67	
Serie 7-1	27.04.2005	52	9186	2,29	2,30	1363,97	6,13	5,53
Serie 7-2	27.04.2005	52	9256	2,31		1093,43	4,94	

Tabla 3.23. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA mPa
7	2,31	4,1
28	2,30	5,6

Tabla 3.24. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos.

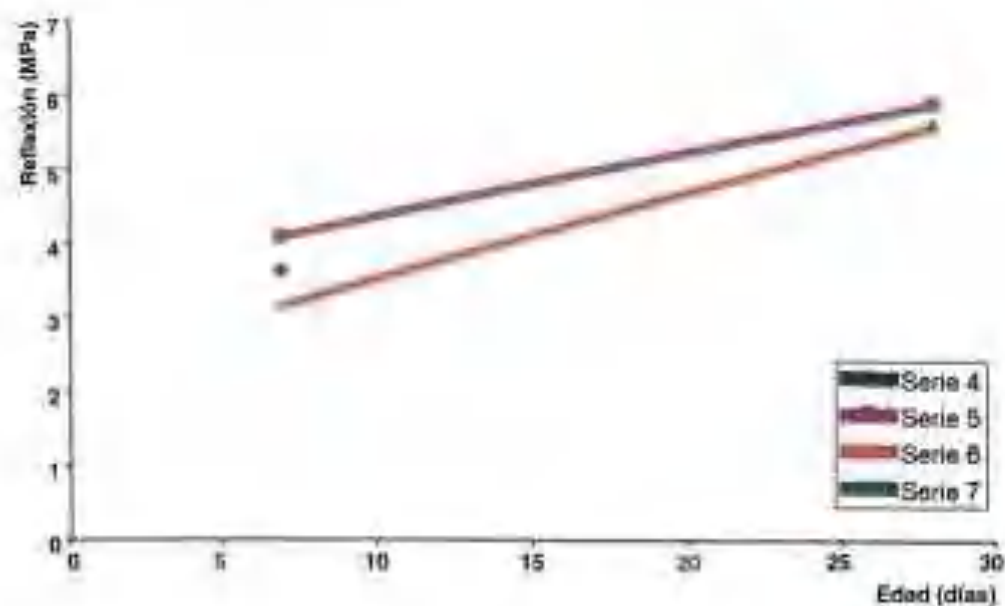


Figura 3.15. Gráfica de resistencia flexión del hormigón de control a 7 y 28 días.

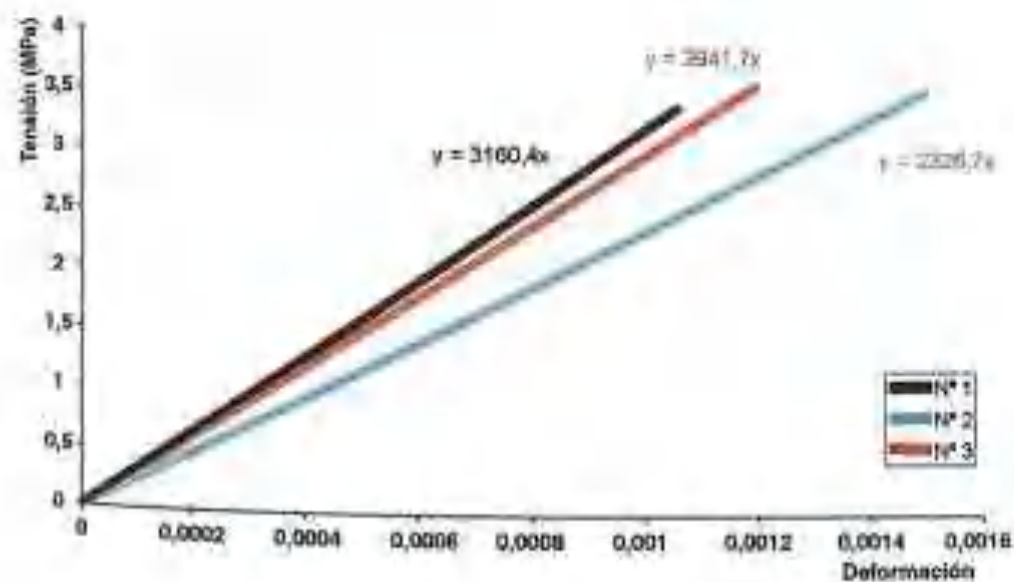
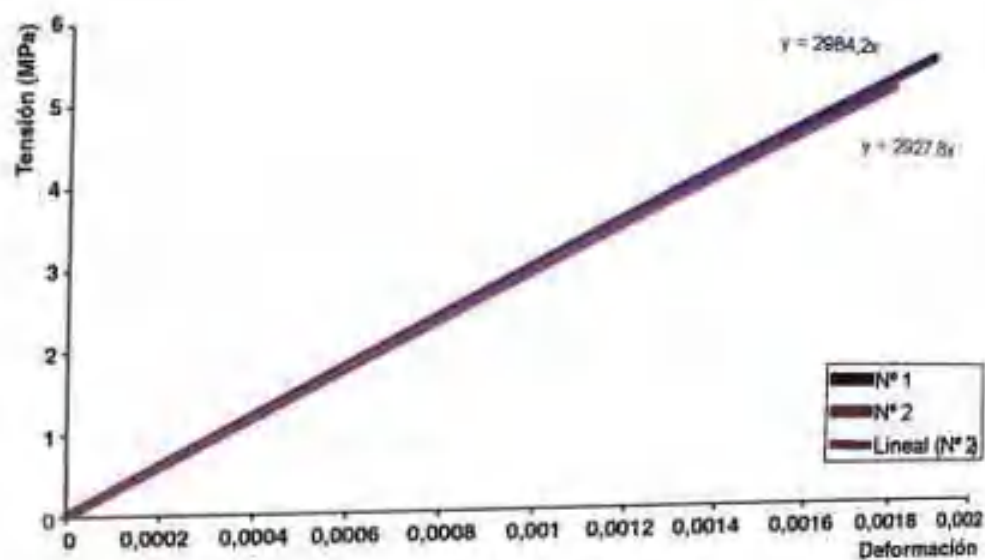
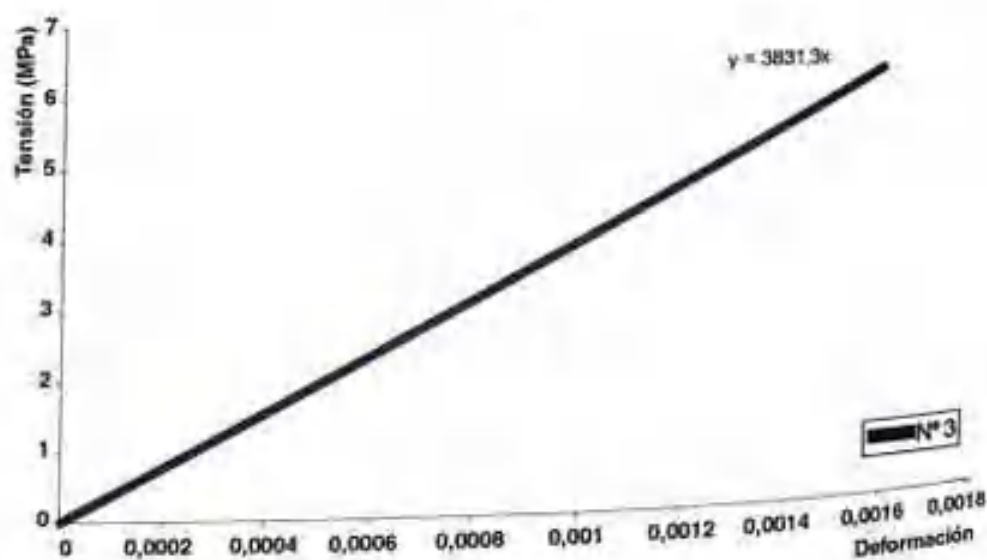


Figura 3.16. Gráfica tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 7 días.



a)



b)

Figura 3.17. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 28-52 días, (a) Serie 6 (b) Serie 7.

3.4.2.3. Ensayos mecánicos dinámicos

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	10.03.2006	9213	2,30	0,993	0,945	0,048	4,84	4,62
Serie 1-2	10.03.2006	9215	2,30	1,333	1,275	0,058	4,39	
Serie 1-3	10.03.2006	9218	2,30	1,3596	1,297	0,062	4,56	
Serie 2-1	10.03.2006	9217	2,30	0,874	0,835	0,039	4,46	
Serie 2-2	10.03.2006	9224	2,30	0,852	0,811	0,041	4,81	
Serie 2-3	10.03.2006	9229	2,30	1,530	1,459	0,071	4,64	

Tabla 3.25. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm y frecuencia 0,25 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	10.03.2006	9213	2,30	1,093	1,024	0,068	4,15	4,15
Serie 1-2	10.03.2006	9215	2,30	1,479	1,417	0,061	4,16	
Serie 1-3	10.03.2006	9218	2,30	1,5716	1,505	0,066	4,20	
Serie 2-1	10.03.2006	9217	2,30	0,800	0,767	0,033	4,12	
Serie 2-2	10.03.2006	9224	2,30	0,748	0,717	0,031	4,14	
Serie 2-3	10.03.2006	9229	2,30	1,538	1,474	0,064	4,16	

Tabla 3.26. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm y frecuencia 0,33 Hz.

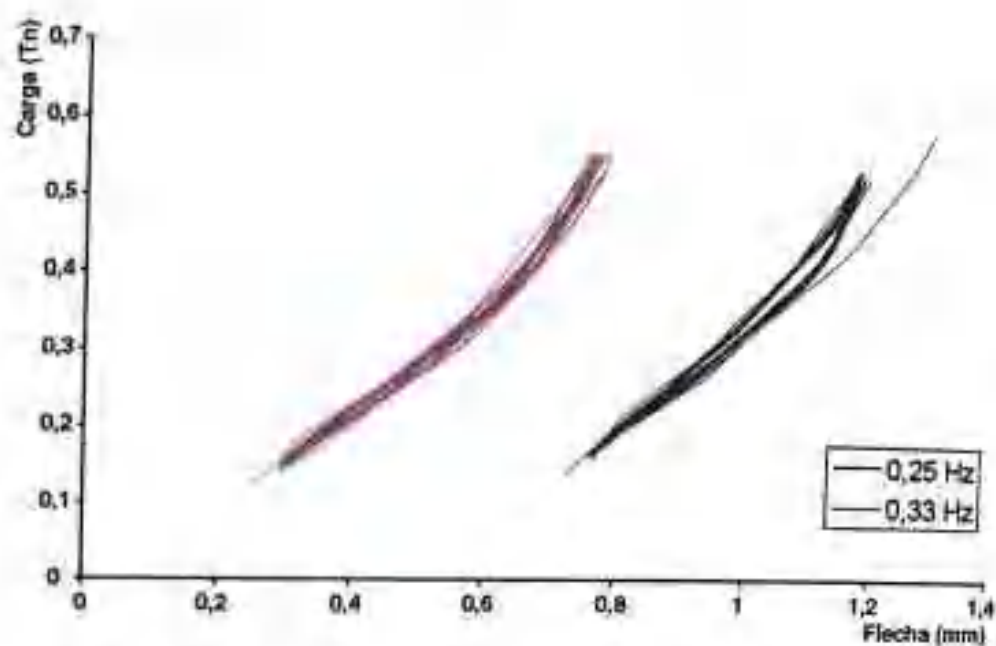


Figura 3.18. Gráficas carga-flecha de probetas ensayadas a flexión de carga dinámica a 4 puntos y frecuencias 0,25 Hz y 0,33 Hz (edad 28 días).

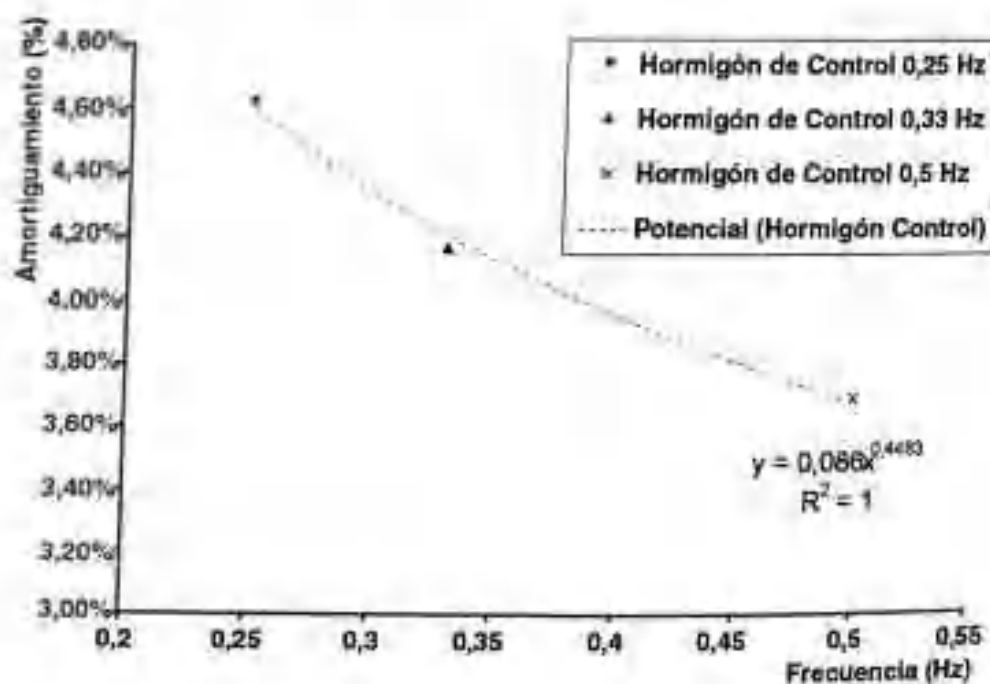


Figura 3.19. Gráficas amortiguamiento-frecuencia del hormigón de control a 28 días.

3.5. HORMIGONES CANARIOS REFORZADOS CON FIBRAS CORTAS DE POLIPROPILENO (FRC: FIBER REINFORCED CONCRETE)

En la actualidad no existe constancia del refuerzo de fibras poliméricas en los hormigones canarios. Hasta hoy las investigaciones de este material de matriz cementicia se han ceñido al aumento de resistencias y durabilidad (como indicamos en el capítulo 2).

En este apartado de la investigación se realizó una serie de ensayos físicos y mecánicos de los hormigones canarios con refuerzos de fibras de polipropileno. En ellos intentó conseguir, además de una buena trabajabilidad y consistencia, una mejora significativa de la tenacidad de estos materiales sin mermar las resistencias a compresión del hormigón de control o de referencia.

Como se verá a continuación, hubo que incluir a la dosificación inicial, además de las fibras poliméricas, un aditivo superplastificante para mejorar la trabajabilidad y consistencia.

3.5.1. Dosificaciones

Se han empleado tres dosificaciones con diferentes porcentajes de fibras. La primera con un porcentaje de fibra del 0,2% en fracción volumétrica, la segunda con un porcentaje del 0,4% y la tercera con un porcentaje del 0,8%.

Respecto a la dosificación del hormigón de control, se ha añadido el superplastificante caracterizado en el apartado anterior, con diferentes porcentajes según la cantidad de fibra que lleve la mezcla.

Por otra parte, en la dosificación del FRC con un 0,8% de PP. se tuvo que ampliar el contenido en finos de la mezcla, con un aumento de 30 kg/m³ la cantidad de arena de Sáhara y una reducción de la cantidad de árido de 0/5. Esta medida se tomó

porque, al tener un alto contenido en fibras, el hormigón presentaba una mezcla poco cohesiva en estado fresco.

El resto de parámetros y de proporciones se ha mantenido constante. Hemos querido mantener también constante la relación agua-cemento por dos razones: porque uno de los objetivos de la investigación en este apartado es variar lo menos posible el hormigón canario de referencia, y porque ya estamos utilizando el superplastificante con la incorporación de fibras en los valores máximos de cantidad recomendados por el fabricante.

Las dosificaciones son las detalladas a continuación:

CEM II / B-P 32,5 R	320 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	326 kg/m ³
Árido 0/5	489 kg/m ³
Árido 5/10	382 kg/m ³
Árido 10/20	623 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 40 mm	1,8 kg/m ³
Superplastificante/reductor de agua de alta actividad	0,96 kg/m ³
Agua	195 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,609
Volumen de fibras en fracción volumétrica	0,2%
Relación superplastificante-cemento	0,3%

Tabla 3.27. Dosificación del FRC con 0,2% de PP de 40 mm.

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

CEM II / B-P 32,5 R	320 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	326 kg/m ³
Árido 0/5	489 kg/m ³
Árido 5/10	382 kg/m ³
Árido 10/20	623 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 40 mm	3,5 kg/m ³
Superplastificante/reductor de agua de alta actividad	1,92 kg/m ³
Agua	195 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,609
Volumen de fibras en fracción volumétrica	0,4%
Relación Superplastificante-cemento	0,6%

Tabla 3.28. Dosificación del FRC con 0,4% de PP. de 40 mm.

CEM II / B-P 32,5 R	320 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	356 kg/m ³
Árido 0/5	459 kg/m ³
Árido 5/10	382 kg/m ³
Árido 10/20	623 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 40 mm	7 kg/m ³
Superplastificante/reductor de agua de alta actividad	2,88 kg/m ³
Agua	195 kg/m ³
Relación Agua-cemento	0,609
Volumen de fibras en fracción volumétrica	0,8%
Relación Superplastificante-cemento	0,9%

Tabla 3.29. Dosificación del FRC con 0,8% de PP. de 40 mm.

3.5.2. Ensayos realizados

3.5.2.1. Ensayos físicos

A) Ensayos de consistencia y trabajabilidad (cono de Abrams)

Para los ensayos de trabajabilidad y consistencia del hormigón fresco con fibras cortas de PP. se empleó en un primer momento el método del cono de Abrams, según la norma UNE 83-313-90 (este ensayo ya se explicó en el apartado 2.5.1). Sin embargo, ya desde el primer porcentaje de adición de PP. del 0,2% el asiento del cono fue nulo, es decir de 0 cm, como veremos a continuación en la imagen. Por lo que se tuvo que realizar el ensayo del cono de Vebe.



Figura 3.20. Imagen del asiento de 0 cm del cono de Abrams en el FRC 0,2% PP. de 40 mm.

B) Ensayos de consistencia y trabajabilidad (consistómetro Vebe)

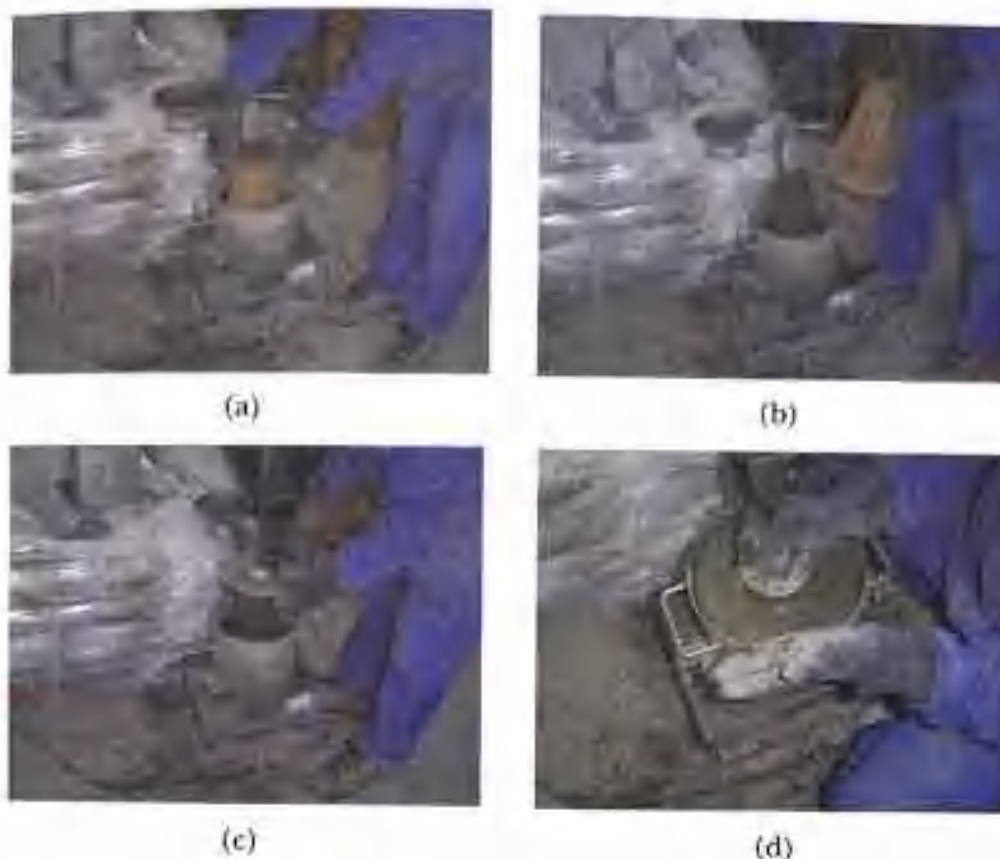


Figura 3.21. Imágenes del procedimiento de elaboración del ensayo de consistencia del cono de Vebe. (a) Llenado del molde tronco cónico (b) Retirada del molde (c) Posicionamiento del disco transparente horizontal sobre el cono de mezcla para el inmediato encendido de la mesa vibradora (d) Finalización del ensayo cuando el disco es cubierto en su totalidad por la mezcla.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

MUESTRA	RESULTADO segundos	CONSISTENCIA
FRC 0,2% PP. 40 mm	10	Seca
FRC 0,4% PP. 40 mm	17	Muy seca
FRC 0,8% PP. 40 mm	26	Extremadamente seca

Tabla 3.30. Resultados ensayo consistómetro Vebe (FRC).

Los resultados obtenidos con este ensayo nos demuestran que a mayor cantidad de fibra en la mezcla su consistencia es cada vez más seca. De ahí que, en los procesos de vibrado, cuanto mayor sea el porcentaje en fracción volumétrica de la fibra, de mayor tiempo y precisión deben ser.

C) Ensayos de ultrasonidos

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

PROBETA	LONGITUD Mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	300	4015	74.71	2.29	36.9	37.35
2	300	4001	74.98	2.30	36.8	
3	300	4033	74.38	2.29	37.2	
4	300	4105	73.06	2.29	38.5	

Tabla 3.31. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del FRC 0,2% PP. 40 mm.

PROBETA	LONGITUD Mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	300	3865	77.62	2.27	33.9	34.42
2	300	3930	76.33	2.28	35.2	
3	300	3816	78.61	2.27	33.0	
4	300	3964	75.68	2.27	35.6	

Tabla 3.32. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del FRC 0,4% PP. 40 mm.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	300	3864	77,64	2,26	33,7	33,0
2	300	3769	79,60	2,26	32,1	
3	300	3865	77,62	2,26	33,7	
4	300	3785	79,26	2,27	32,5	

Tabla 3.33. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del FRC 0,8% PP. 40 mm.

3.5.2.2. Ensayos mecánicos estáticos

A) Ensayos de carga estática a compresión



Figura 3.22. Probeta rota de FRC 0,2% PP. 40 mm con la máquina de ensayos a compresión de carga estática del Laboratorio de Materiales de la ETSAM.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) FRC 0,2% PP. 40 mm

SERIE PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	19.04.2005	7	2306	2,30	2,29	28950	23,1	22,2
Serie 1-2	19.04.2005	7	2294	2,29		26700	21,4	
Serie 1-3	10.05.2005	28	2293	2,29	2,29	35750	28,6	32,4
Serie 1-4	10.05.2005	28	2296	2,29		45240	36,2	
Serie 2-1	20.04.2005	7	2304	2,30	2,29	27530	22,0	22,4
Serie 2-2	20.04.2005	7	2292	2,29		28600	22,9	
Serie 2-3	11.05.2005	28	2291	2,29	2,29	41650	33,3	31,7
Serie 2-4	11.05.2005	28	2288	2,28		37600	30,1	

Tabla 3.34. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del FRC 0,2% PP. 40 mm.

SERIE PROBETA Ø= 15 cm L= 30 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 3-1	11.05.2005	28	12141	2,29	2,29	54400	30,8	31,2
Serie 3-2	11.05.2005	28	12120	2,29		55340	31,3	
Serie 3-3	11.05.2005	28	12118	2,29		55900	31,6	

Tabla 3.35. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,2% PP. 40 mm.

2) FRC 0,4% PP. 40 mm

SERIE PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa Fc=0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	19.04.2005	7	2271	2,27	2,27	24180	19,4	19,5
Serie 1-2	19.04.2005	7	2285	2,28		24370	19,5	
Serie 1-3	10.05.2005	28	2274	2,27	2,27	39480	31,6	29,9
Serie 1-4	10.05.2005	28	2273	2,27		35300	28,2	
Serie 2-1	4.05.2005	7	2284	2,28	2,28	24190	19,4	19,3
Serie 2-2	4.05.2005	7	2287	2,28		24020	19,2	
Serie 2-3	25.05.2005	28	2275	2,27	2,27	36800	29,4	30,2
Serie 2-4	25.05.2005	28	2272	2,27		38790	31,0	

Tabla 3.36. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del FRC 0,4% PP. 40 mm.

SERIE PROBETA Ø= 15 cm L= 30 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 3-1	11.05.2005	28	11985	2,26	2,27	50150	28,4	28,7
Serie 3-2	11.05.2005	28	12038	2,27		51020	28,9	
Serie 3-3	11.05.2005	28	12034	2,27		50860	28,8	

Tabla 3.37. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,4% PP. 40 mm.

3) FRC 0,8% PP. 40 mm

SERIE PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa f _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	19.04.2005	7	2264	2,26	2,26	22900	18,3	19,0
Serie 1-2	19.04.2005	7	2257	2,25		24850	19,8	
Serie 1-3	10.05.2005	28	2256	2,25	2,26	36240	29,0	28,5
Serie 1-4	10.05.2005	28	2264	2,26		35130	28,1	
Serie 2-1	4.05.2005	7	2260	2,26	2,26	23300	18,6	18,8
Serie 2-2	4.05.2005	7	2268	2,26		23890	19,1	
Serie 2-3	25.05.2005	28	2257	2,25	2,26	35230	28,2	28,3
Serie 2-4	25.05.2005	28	2260	2,26		35620	28,5	

Tabla 3.38. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del FRC 0,8% PP. 40 mm.

SERIE PROBETA Ø= 15 cm l= 30 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 3-1	11.05.2005	28	12090	2,28	2,26	48260	27,3	27,3
Serie 3-2	11.05.2005	28	11880	2,24		48480	27,4	
Serie 3-3	11.05.2005	28	11986	2,26		48190	27,3	

Tabla 3.39. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,8% PP. 40 mm.

4) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,29	22,3
28	2,29	31,8

Tabla 3.40. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del FRC 0,2% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,27	19,4
28	2,27	29,6

Tabla 3.41. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del FRC 0,4% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,26	18,9
28	2,26	28,0

Tabla 3.42. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del FRC 0,4% PP. 40 mm.

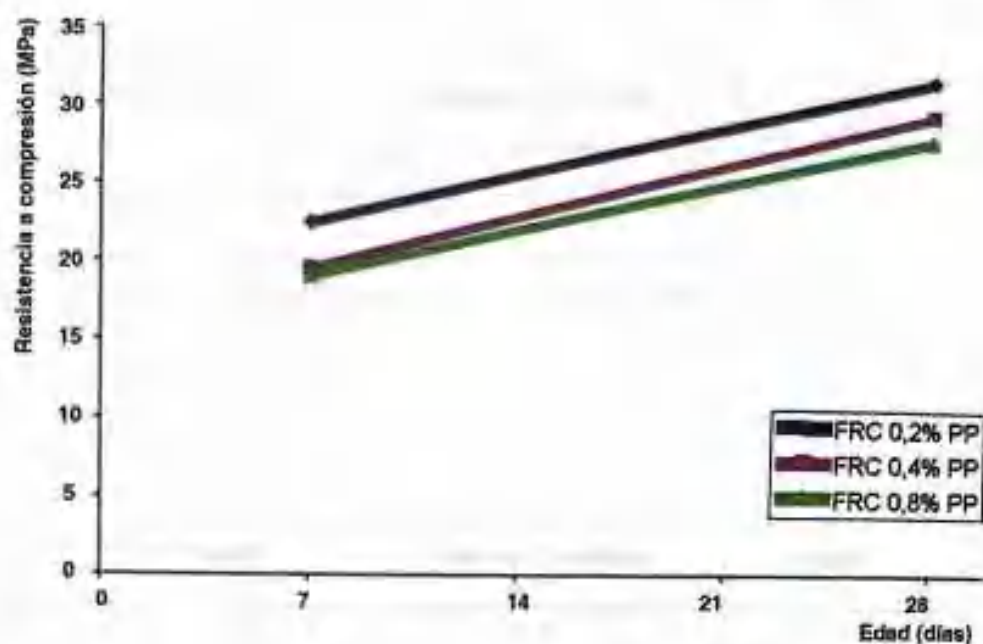


Figura 3.23. Gráfica de resistencia a compresión del FRC con 0,2%, 0,4% y 0,8% de PP. 40 mm a 7 y 28 días.

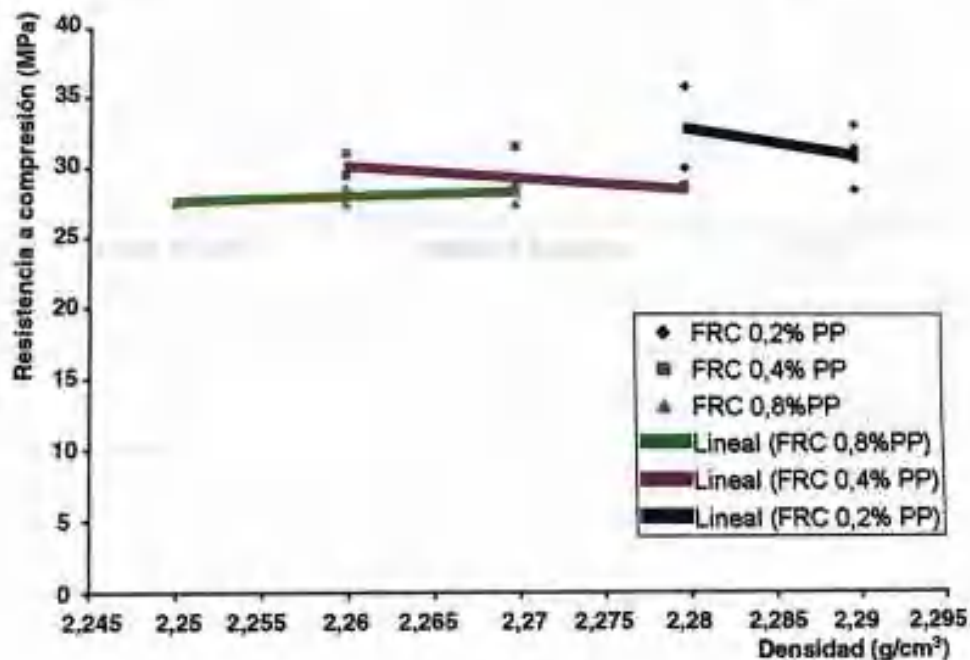


Figura 3.24. Gráfica de relación Rcompresión-densidad del FRC con 0,2%, 0,4% y 0,8% de PP. 40 mm a 28 días.

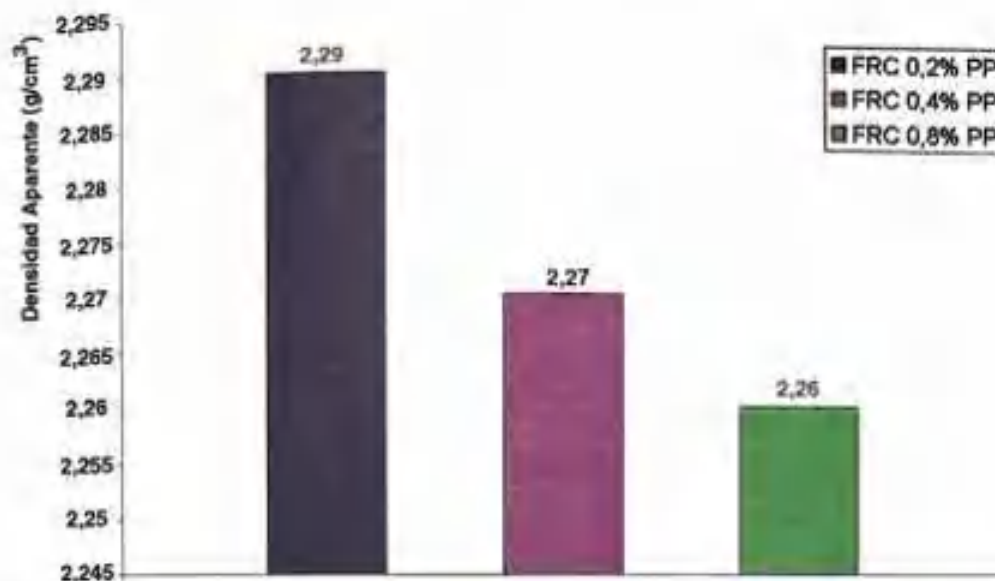


Figura 3.25. Gráfica de densidades del FRC con 0,2%, 0,4% y 0,8% de PP. 40 mm a 28 días.

B) Ensayos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño)



Figura 3.26. Probeta rota de FRC 0,4% PP. 40 mm con la máquina de ensayos a tracción indirecta de carga estática del Laboratorio de Materiales de la ETSAM.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) FRC 0,2% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	19.04.2005	7	12198	2.30	2.29	17940	2.538	2.614 2.880
Serie 1-2	19.04.2005	7	12142	2.29		19018 20352	2.690 2.880	
Serie 1-3	10.05.2005	28	12145	2.29		23970	3.391	3.345
Serie 1-4	10.05.2005	28	12146	2.29	2.29	23310	3.298	
Serie 2-1	20.04.2005	7	12191	2.30	2.29	18515 20200	2.619 2.857	2.605 2.857
Serie 2-2	20.04.2005	7	12152	2.29		18320	2.591	
Serie 2-3	11.05.2005	28	12160	2.29	2.29	23480	3.321	3.340
Serie 2-4	11.05.2005	28	12164	2.29		23750	3.360	
Serie 3-1	11.05.2005	28	12110	2.28	2.29	18770	2.655	3.071
Serie 3-2	11.05.2005	28	12148	2.29		21860	3.092	
Serie 3-3	11.05.2005	28	12146	2.29		24490	3.465	

Tabla 3.43. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,2% PP. 40 mm.

2) FRC 0,4% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp.	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	19.04.2005	7	12036	2,27	2,27	15980	2,260	2,318
						16230	2,296	
Serie 1-2	19.04.2005	7	12092	2,28		16800	2,377	2,465
						18630	2,635	
Serie 1-3	10.05.2005	28	12040	2,27	2,27	21000	2,971	2,902
						22320	3,158	
Serie 1-4	10.05.2005	28	12042	2,27		20030	2,834	3,542
						27750	3,926	
Serie 2-1	4.05.2005	7	12089	2,28	2,27	16200	2,292	2,288
						17930	2,536	
Serie 2-2	4.05.2005	7	12038	2,27		16150	2,285	2,552
						18150	2,568	
Serie 2-3	25.05.2005	28	12090	2,28	2,27	21200	2,999	2,971
						23400	3,310	
Serie 2-4	25.05.2005	28	12043	2,27		20800	2,943	3,466
						25600	3,622	
Serie 3-1	11.05.2005	28	12050	2,27	2,27	21500	3,042	3,170
Serie 3-2	11.05.2005	28	11975	2,26		24500	3,466	
Serie 3-3	11.05.2005	28	12043	2,27		22630	3,001	

Tabla 3.44. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,4% PP. 40 mm.

3) FRC 0,8% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm³	MEDIA g/cm³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa	
Serie 1-1	19.04.2005	7	11980	2.26	2.27	17330	2.452	2.501	
Serie 1-2	19.04.2005	7	11993	2.26		18040	2.551		
Serie 1-3	10.05.2005	28	11978	2.26	2.25	22280	3.152	3.005	
Serie 1-4	10.05.2005	28	11925	2.25		30350	4.294		4.205
						20210	2.859		
						29100	4.117		
Serie 2-1	4.05.2005	7	12041	2.27	2.27	17960	2.541	2.532	
Serie 2-2	4.05.2005	7	11986	2.26		17840	2.524		2.843
						20100	2.843		
Serie 2-3	25.05.2005	28	11982	2.26	2.26	21340	3.019	3.053	
						28950	4.095		
Serie 2-4	25.05.2005	28	11927	2.25		21830	3.088		4.131
						29460	4.168		
Serie 3-1	11.05.2005	28	11978	2.26	2.26	22680	3.208	3.136	
Serie 3-2	11.05.2005	28	11985	2.26		21670	3.066		
Serie 3-3	11.05.2005	28	11931	2.25					
						22150	3.133		

Tabla 3.45. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) de probetas cilíndricas de diámetro 15 cm y altura 30 cm del FRC 0,8% PP. 40 mm.

4) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,29	2,610
		2,868
28	2,29	3,252

Tabla 3.46. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) del FRC 0,2% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,27	2,300
		2,510
28	2,27	3,014
		3,504

Tabla 3.47. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) del FRC 0,4% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,26	2,516
		2,843
28	2,26	3,065
		4,168

Tabla 3.48. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a tracción indirecta (Brasileño) del FRC 0,8% PP. 40 mm.

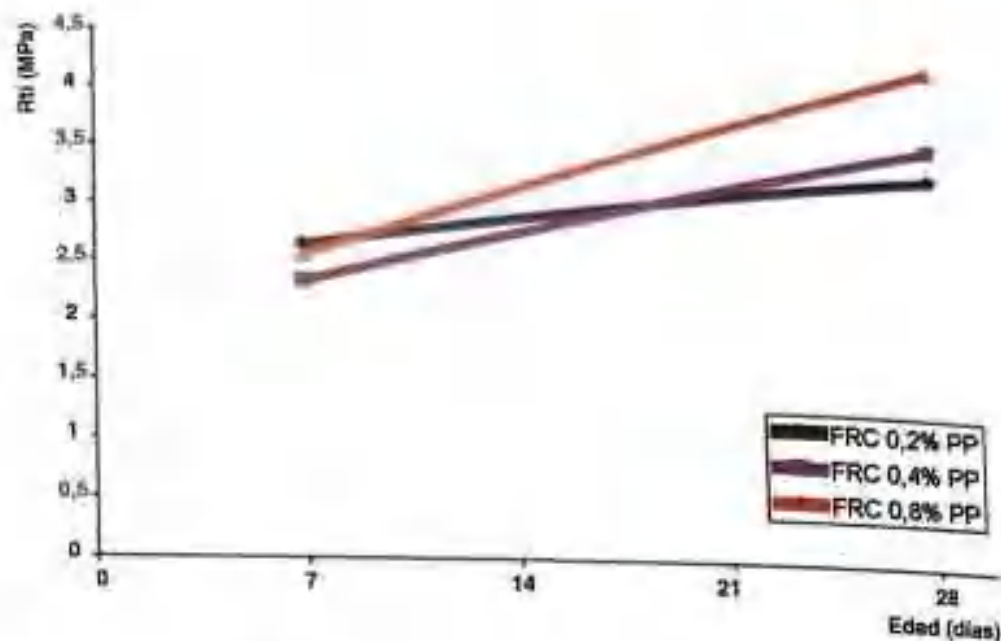


Figura 3.27. Gráfica de resistencia a Brasileño del FRC canario a 7 y 28 días.

C) Ensayos de carga estática a flexión



Figura 3.28. Imagen de fisuración de probeta por rotura a flexión de carga del FRC 0,4% PP. 40 mm (a) Aparece la fisura (b) La fisura va creciendo mientras se va deformando la probeta y sigue ofreciendo resistencia gracias al refuerzo de las fibras.



Figura 3.29. Imagen de ensayo finalizado de carga estática de flexión a 3 puntos de una probeta prismática de 40 x 10 x 10cm de FRC 0,2% PP. 40 mm.



Figura 3.30. Imagen de la fisura una vez finalizado el ensayo de carga estática de flexión a 3 puntos de una probeta prismática de 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,8% PP. 40 mm.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) FRC 0,2% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.04.2005	7	9172	2.29	2.29	990	4.45	4.38
Serie 1-2	4.04.2005	7	9202	2.30		958	4.31	
Serie 1-3	25.04.2005	28	9163	2.29	2.29	876	3.94	4.49
Serie 1-4	25.04.2005	28	9128	2.28		1120	5.04	
Serie 2-1	4.04.2005	7	9189	2.30	2.29	1030	4.63	4.26
Serie 2-2	4.04.2005	7	9162	2.29		865	3.89	
Serie 2-3	25.04.2005	28	9162	2.29	2.29	995	4.47	4.45
Serie 2-4	25.04.2005	28	9171	2.29		986	4.44	

Tabla 3.49. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,2% PP. 40 mm.

2) FRC 0,4% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	5.05.2005	7	9078	2.27	2.27	912	4.10	4.00
Serie 1-2	5.05.2005	7	9123	2.28		869	3.91	
Serie 1-3	26.05.2005	28	9082	2.27	2.27	945	4.25	4.34
Serie 1-4	26.05.2005	28	9083	2.27		985	4.43	
Serie 2-1	5.05.2005	7	9082	2.27	2.27	942	4.24	4.12
Serie 2-2	5.05.2005	7	9079	2.27		891	4.01	
Serie 2-3	26.05.2005	28	9089	2.27	2.27	996	4.48	4.50
Serie 2-4	26.05.2005	28	9035	2.26		1005	4.52	

Tabla 3.50. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm.

3) FRC 0,8% PP. 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	5.05.2005	7	9038	2.26	2.26	912	4.10	4.04
Serie 1-2	5.05.2005	7	9045	2.26		887	3.99	
Serie 1-3	26.05.2005	28	9036	2.26	2.26	903	4.06	4.03
Serie 1-4	26.05.2005	28	9043	2.26		892	4.01	
Serie 2-1	5.05.2005	7	9052	2.26	2.26	1075	3.225	4.38
Serie 2-2	5.05.2005	7	9050	2.26		872	2.616	
Serie 2-3	26.05.2005	28	9014	2.25	2.26	1030	3.090	4.56
Serie 2-4	26.05.2005	28	9044	2.26		1000	3.000	

Tabla 3.51. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,8% PP. 40 mm.

4) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.29	4.32
28	2.29	4.47

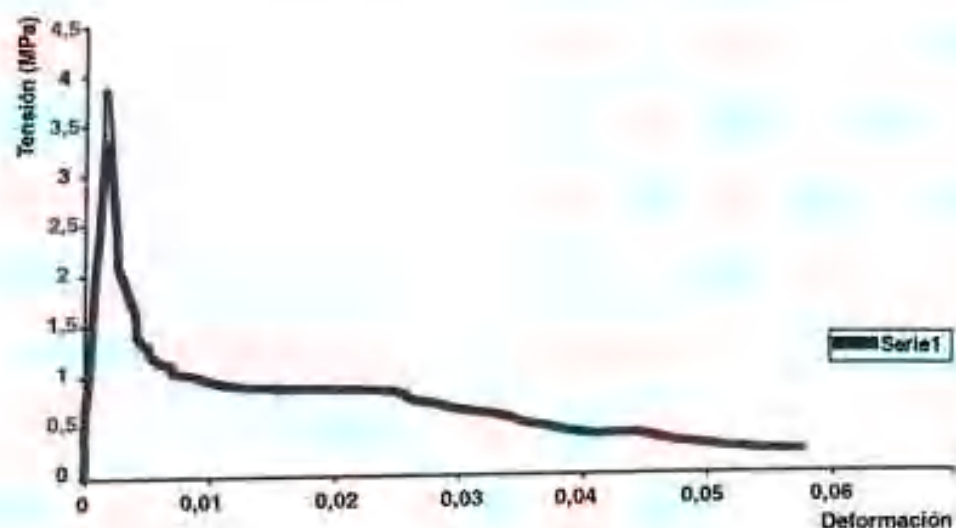
Tabla 3.52. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de FRC 0,2% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.27	4.06
28	2.27	4.42

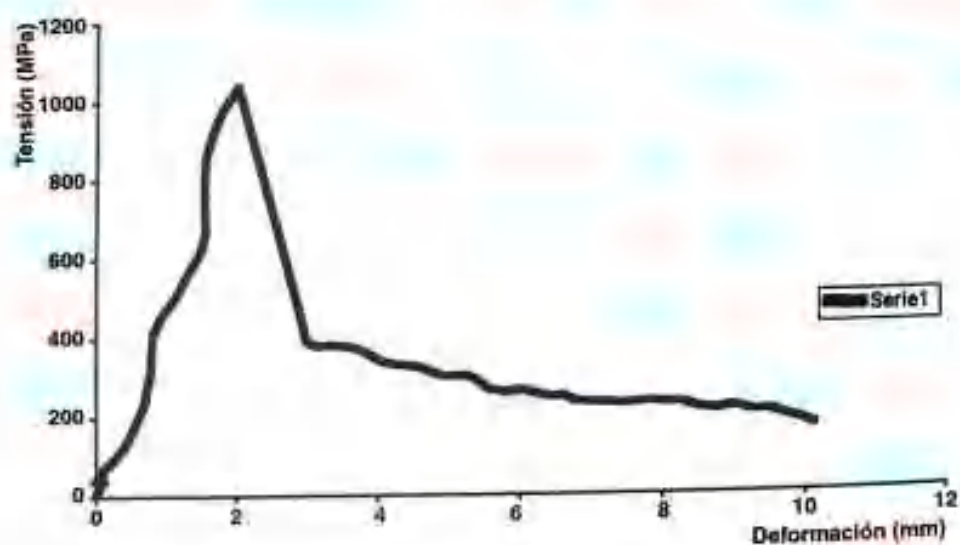
Tabla 3.53. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de FRC 0,4% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.26	4.21
28	2.26	4.30

Tabla 3.54. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de FRC 0,8% PP. 40 mm.



(a)



(b)

Figura 3.31. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 7 días de FRC. (a) 0,2% PP, 40 mm (b) 0,4% PP, 40 mm (c) 0,8% PP, 40 mm.

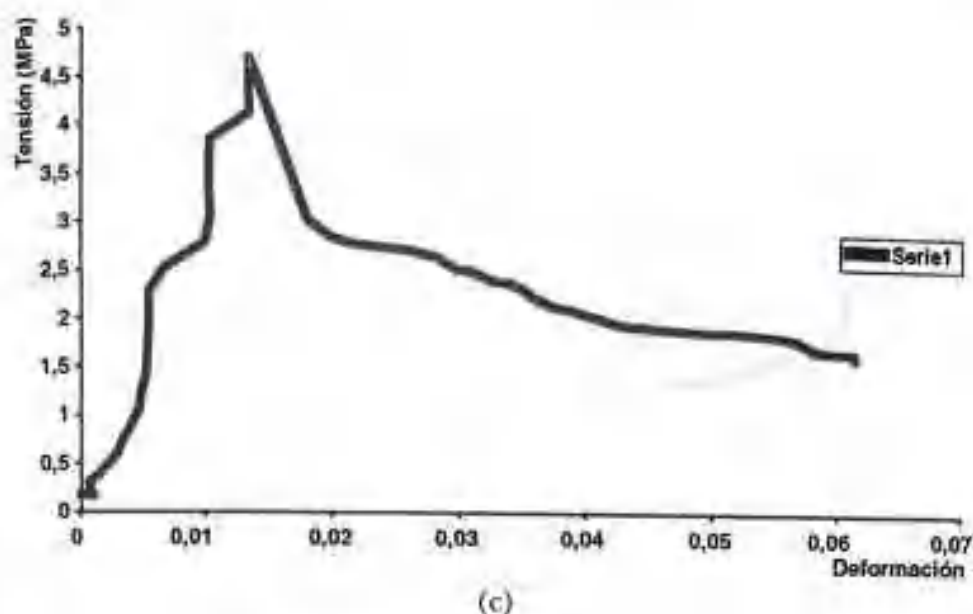


Figura 3.31. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 7 días de FRC. (a) 0,2% PP. 40 mm (b) 0,4% PP. 40 mm (c) 0,8% PP. 40 mm.

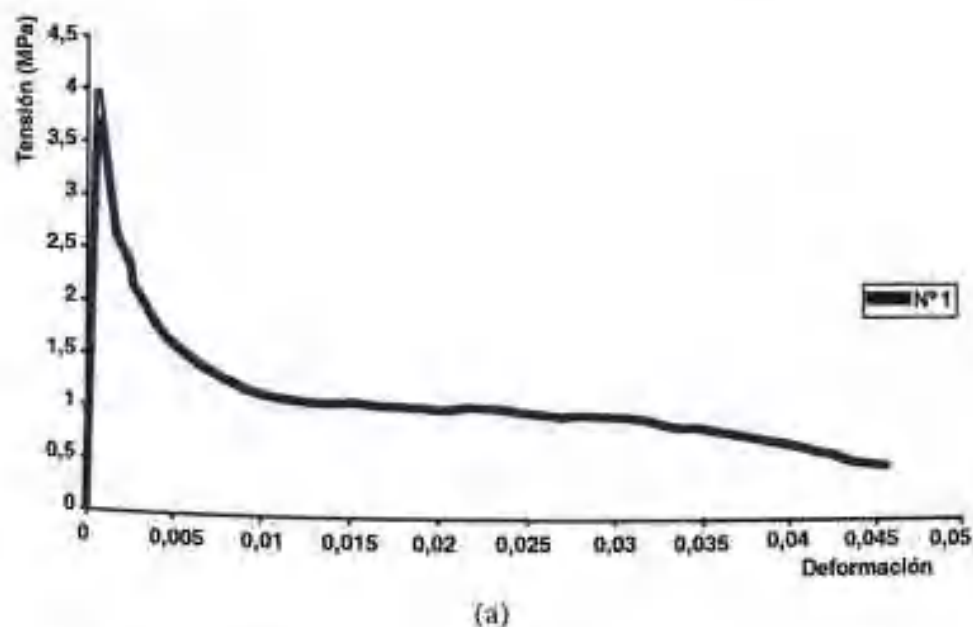
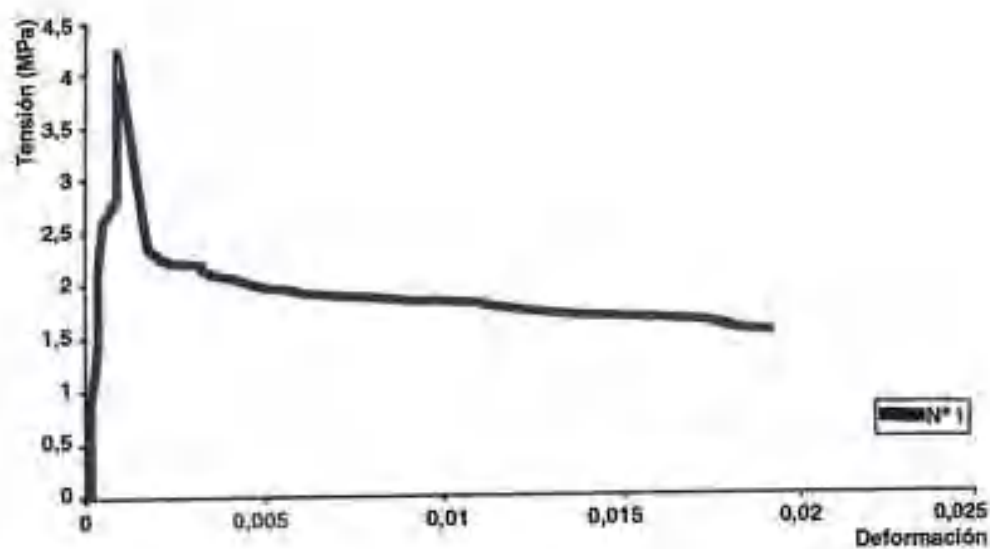
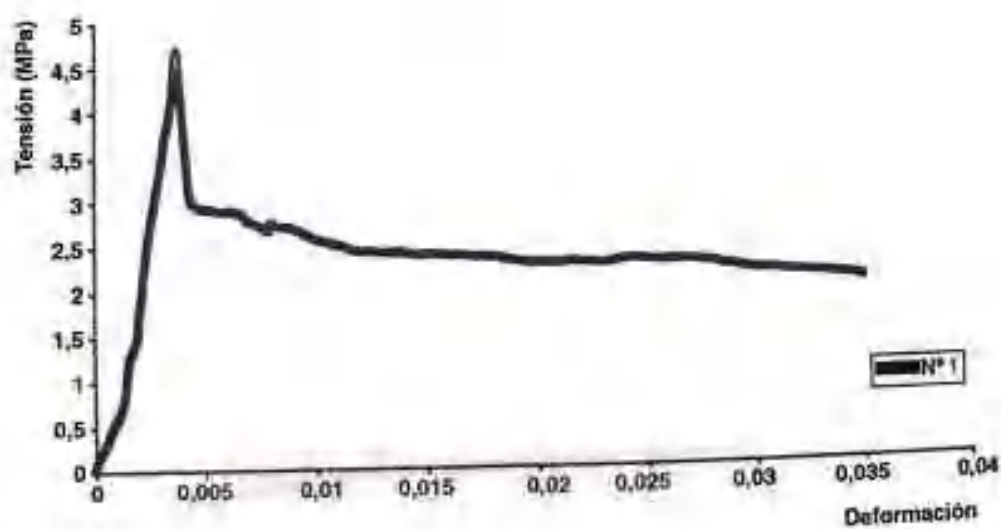


Figura 3.32. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 28 días de FRC. (a) 0,2% PP. 40 mm (b) 0,4% PP. 40 mm (c) 0,8% PP. 40 mm.



(b)



(c)

Figura 3.32. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 28 días de FRC. (a) 0,2% PP. 40 mm (b) 0,4% PP. 40 mm (c) 0,8% PP. 40 mm.

D) Cálculo de los índices de tenacidad

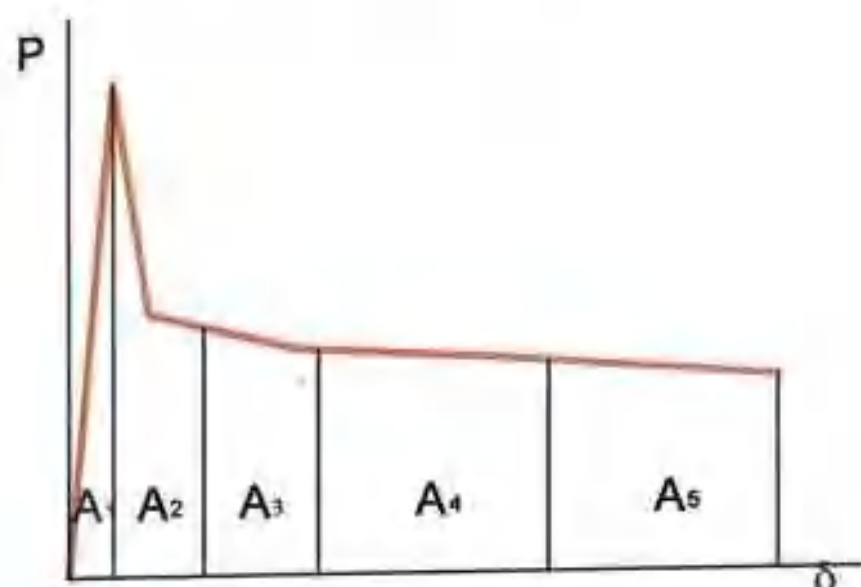


Figura 3.33. Gráfica carga-flecha de probeta por rotura a flexión de carga estática a 3 puntos a 28 días de FRC 0,4% PP. 40 mm para cálculo de los índices de tenacidad.

	HC	FRC 0,2% PP. 40 mm	FRC 0,4% PP. 40 mm	FRSCC 0,8% PP. 40 mm
I_5	1	3,40	3,45	4,00
I_{10}	1	5,29	5,83	6,86
I_{20}	1	10,16	11,85	12,7
I_{30}	1	13,22	14,37	16,86

Tabla 3.55. Índices de tenacidad del FRC 0,2% PP. 40 mm, FRC 0,4% PP. 40 mm y FRC 0,8% PP. 40 mm.

3.5.2.3. Ensayos mecánicos dinámicos

A) FRC 0,2% PP. 40 mm

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9172	2,29	0,6993	0,563	0,136	19,47	14,76
Serie 1-2	15.02.2006	9163	2,29	0,678	0,551	0,126	18,69	
Serie 1-3	15.02.2006	9174	2,29	1,337	1,255	0,081	6,12	
Serie 2-1	15.02.2006	9174	2,29	1,094	0,948	0,146	13,34	
Serie 2-2	15.02.2006	9165	2,29	0,770	0,651	0,119	15,45	
Serie 2-3	15.02.2006	9168	2,29	0,800	0,676	0,124	15,49	

Tabla 3.56. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,2% PP. 40 mm y frecuencia 0,25 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9172	2,29	0,753	0,671	0,081	10,84	14,46
Serie 1-2	15.02.2006	9163	2,29	0,645	0,528	0,116	18,07	
Serie 1-3	15.02.2006	9174	2,29	0,722	0,618	0,104	14,40	
Serie 2-1	15.02.2006	9174	2,29	0,751	0,641	0,110	14,65	
Serie 2-2	15.02.2006	9165	2,29	0,789	0,691	0,098	12,42	
Serie 2-3	15.02.2006	9168	2,29	0,647	0,541	0,106	16,38	

Tabla 3.57. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,2% PP. 40 mm y frecuencia 0,33 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9172	2,29	1,133	1,058	0,074	6,57	13,14
Serie 1-2	15.02.2006	9163	2,29	2,201	1,767	0,433	19,71	
Serie 1-3	15.02.2006	9174	2,29	2,500	2,144	0,356	14,24	
Serie 2-1	15.02.2006	9174	2,29	1,394	1,259	0,135	9,68	
Serie 2-2	15.02.2006	9165	2,29	1,937	1,696	0,241	12,44	
Serie 2-3	15.02.2006	9168	2,29	2,475	2,074	0,401	16,20	

Tabla 3.58. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,2% PP, 40 mm y frecuencia 0,5 Hz.

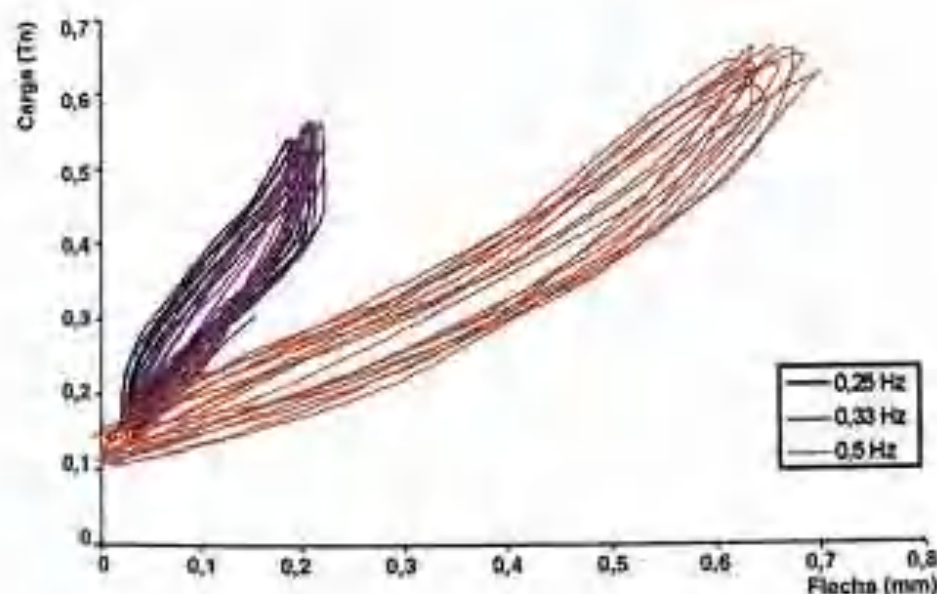


Figura 3.94. Gráficas carga-flecha de probetas ensayadas a flexión de carga dinámica a 4 puntos FRC 0,2% PP, 40 mm y frecuencias de 0,25 Hz, 0,33 Hz y 0,5 Hz (edad 28 días).

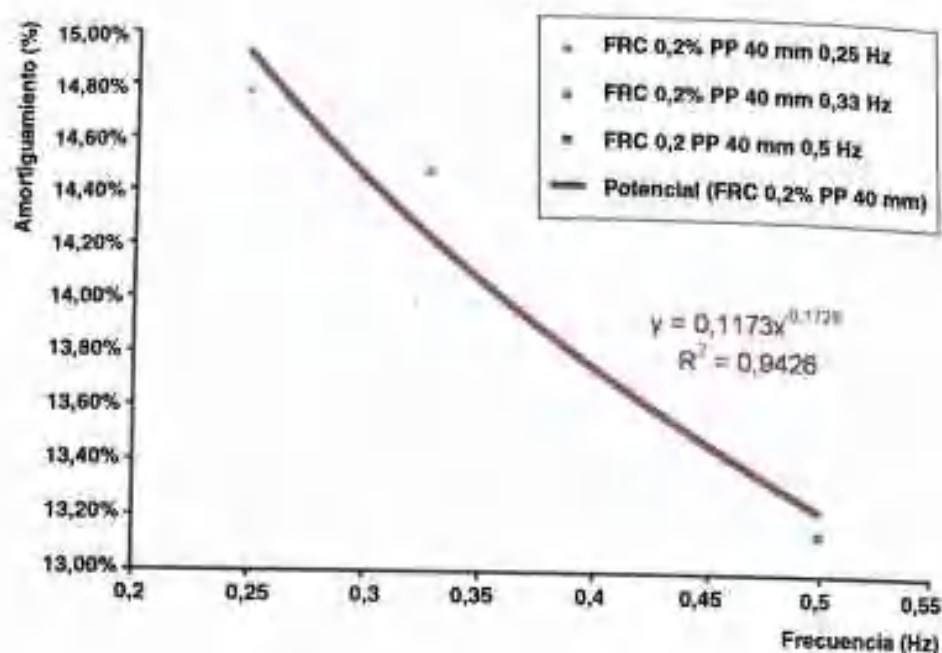


Figura 3.35. Gráficas amortiguamiento-frecuencia del FRC 0,2% PP 40 mm a 28 días.

B) FRC 0,4% PP. 40 mm

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9172	2,29	1,133	1,058	0,074	6,57	18,97
Serie 1-2	15.02.2006	9163	2,29	2,201	1,767	0,433	19,71	
Serie 1-3	15.02.2006	9174	2,29	2,500	2,144	0,356	14,24	
Serie 2-1	15.02.2006	9174	2,29	1,394	1,259	0,135	9,68	
Serie 2-2	15.02.2006	9165	2,29	1,937	1,696	0,241	12,44	
Serie 2-3	15.02.2006	9168	2,29	2,475	2,074	0,401	16,20	

Tabla 3.59. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,25 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9080	2.27	1.387	1.173	0.214	15.42	15.81
Serie 1-2	15.02.2006	9084	2.27	1.289	1.166	0.123	9.54	
Serie 1-3	15.02.2006	9090	2.27	1.569	1.375	0.194	12.36	
Serie 2-1	15.02.2006	9097	2.27	1.045	0.784	0.261	24.96	
Serie 2-2	15.02.2006	9084	2.27	0.777	0.642	0.135	17.36	
Serie 2-3	15.02.2006	9082	2.27	0.919	0.779	0.140	15.22	

Tabla 3.60. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,33 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9080	2.27	0.144	0.117	0.026	18.47	14.73
Serie 1-2	15.02.2006	9084	2.27	1.796	1.519	0.276	15.40	
Serie 1-3	15.02.2006	9090	2.27	2.005	1.798	0.206	10.30	
Serie 2-1	15.02.2006	9097	2.27	0.927	0.802	0.125	13.47	
Serie 2-2	15.02.2006	9084	2.27	0.981	0.840	0.141	14.36	
Serie 2-3	15.02.2006	9082	2.27	1.385	1.158	0.227	16.38	

Tabla 3.61. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,5 Hz.

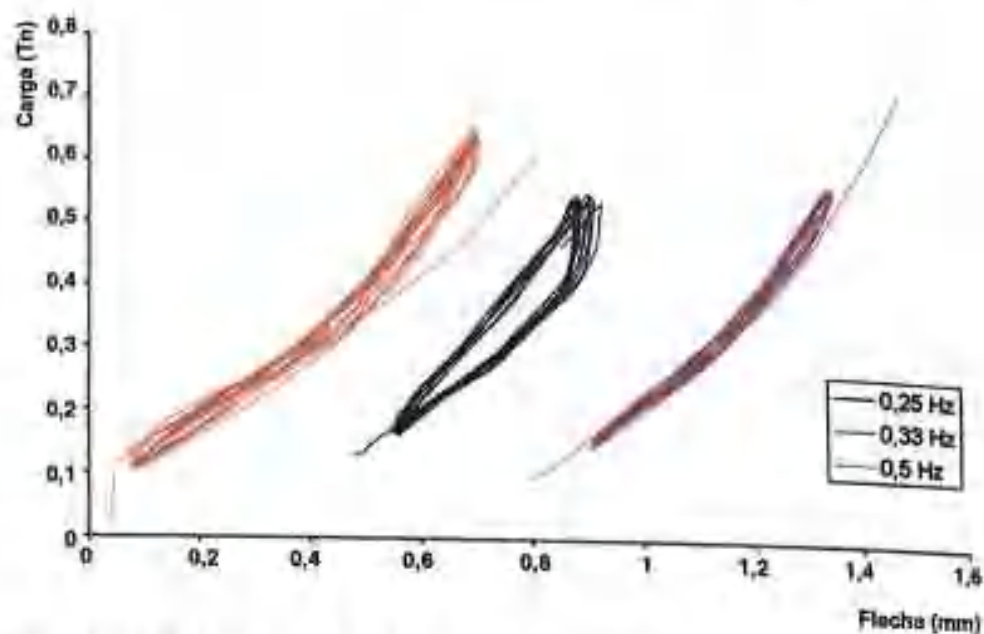


Figura 3.36. Gráficas carga-flecha de probetas ensayadas a flexión de carga dinámica a 4 puntos FRC 0,4% PP 40 mm y frecuencias de 0,25 Hz, 0,33 Hz y 0,5 Hz (edad 28 días).

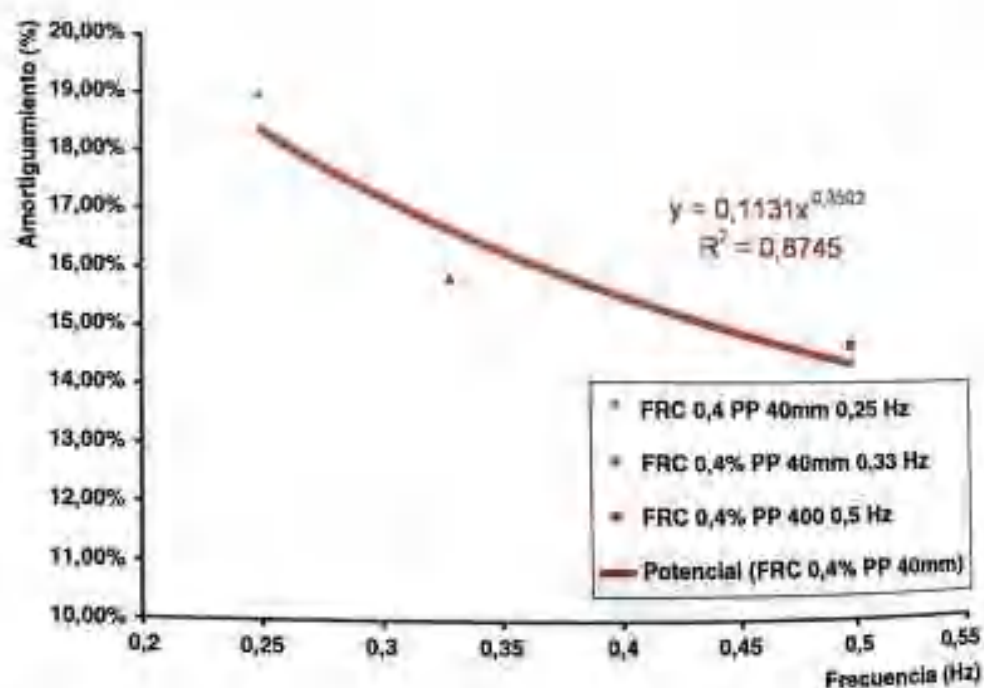


Figura 3.37. Gráficas amortiguamiento-frecuencia del FRC 0,4% PP 40 mm a 28 días.

C) FRC 0,8% PP. 40 mm.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS [u]	AMORT. [u] %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9041	2,26	0,048	0,018	0,029	61,33	25,86
Serie 1-2	15.02.2006	9039	2,26	1,091	0,956	0,135	12,38	
Serie 1-3	15.02.2006	9052	2,26	0,466	0,349	0,117	25,13	
Serie 2-1	15.02.2006	9054	2,26	0,744	0,709	0,034	4,59	
Serie 2-2	15.02.2006	9043	2,26	0,531	0,375	0,156	29,34	
Serie 2-3	15.02.2006	9051	2,26	0,612	0,475	0,137	22,39	

Tabla 3.62. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,25 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS [u]	AMORT. [u] %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9041	2,26	0,761	0,524	0,2374	31,14	16,53
Serie 1-2	15.02.2006	9039	2,26	0,642	0,505	0,137	21,32	
Serie 1-3	15.02.2006	9052	2,26	1,390	1,218	0,172	12,37	
Serie 2-1	15.02.2006	9054	2,26	1,833	1,620	0,213	11,62	
Serie 2-2	15.02.2006	9043	2,26	1,591	1,426	0,165	10,37	
Serie 2-3	15.02.2006	9051	2,26	1,124	0,985	0,139	12,36	

Tabla 3.63. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,33 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	15.02.2006	9041	2.26	1.123	1.019	0.104	9,24	16,00
Serie 1-2	15.02.2006	9039	2.26	2.256	1.775	0.481	21,32	
Serie 1-3	15.02.2006	9052	2.26	2.129	1.784	0.345	16,24	
Serie 2-1	15.02.2006	9054	2.26	2.023	1.713	0.310	15,32	
Serie 2-2	15.02.2006	9043	2.26	1.545	1.262	0.283	18,34	
Serie 2-3	15.02.2006	9051	2.26	1.986	1.677	0.309	15,54	

Tabla 3.64. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de FRC 0,4% PP. 40 mm y frecuencia 0,5 Hz.

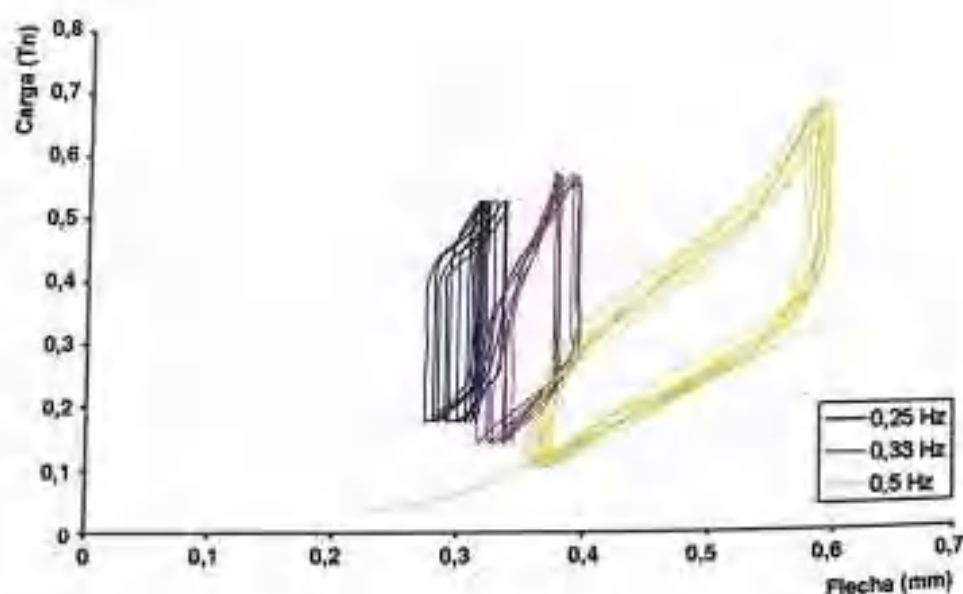


Figura 3.38. Gráficas carga-flecha de probetas ensayadas a flexión de carga dinámica a 4 puntos FRC 0,8% PP. 40 mm y frecuencias de 0,25 Hz, 0,33 Hz y 0,5 Hz (edad 28 días).

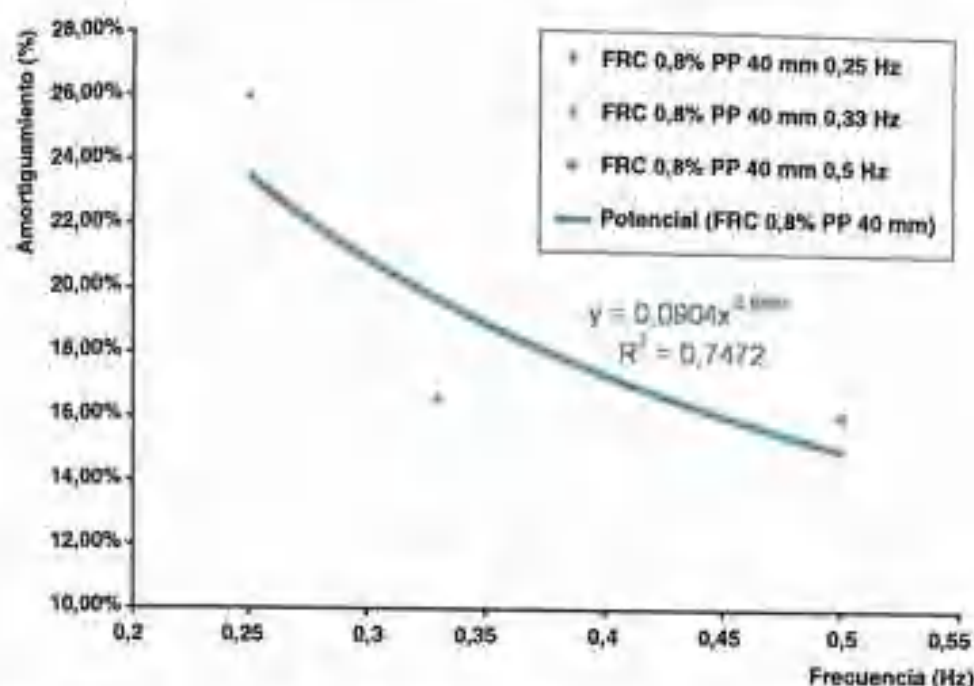


Figura 3.39. Gráficas amortiguamiento-frecuencia del FRC 0,8% PP 40 mm a 28 días.

3.6. HORMIGONES AUTOCOMPACTOS CANARIOS Y HORMIGONES CANARIOS REFORZADOS CON FIBRAS CORTAS DE POLIPROPILENO CON CAPACIDAD AUTOCOMPACTANTE (SCC: SELF COMPACTING CONCRETE Y FRSCC: FIBER REINFORCED SELF COMPACTING CONCRETE)

3.6.1. Dosificaciones

Se han realizado tres dosificaciones. La primera, sin ningún tipo de fibra para elaborar un hormigón canario autocompactable que nos sirva de referencia; esta dosificación de partida se elaboró mediante la dosificación con modificaciones de otros hormigones para conseguir el objetivo deseado. Las otras dos poseen las fibras de PP. como refuerzos, con unos porcentajes de fibra del 0,2% y 0,4% en fracción volu-

métrica, ya que es lo máximo que nos ha permitido el material para tener capacidad autocompactable.

A las dosificaciones del FRSCC se les ha tenido que hacer variaciones con respecto a la de referencia.

Por una parte, al FRSCC 0,2% PP. 40 mm se le ha aumentado en un 5% la cantidad de cenizas volantes, y al FRSCC 0,4% PP. 40 mm en un 10%. Esto se ha hecho en ambas mezclas para reducir el número de huecos del hormigón y para mejorar la cohesión.

En cuanto al superplastificante, se le ha añadido en un 0,1% más al FRSCC 0,4% PP. 40 mm que a las otras dos muestras, que llevan 1,2% con respecto al peso de cemento más cenizas volantes. El resto de parámetros y de proporciones se ha mantenido constante.

Las dosificaciones son las detalladas a continuación:

CEM II / B-P 32,5 R	350 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	350 kg/m ³
Árido 0/5	600 kg/m ³
Árido 5/10	850 kg/m ³
Cenizas volantes	155 kg/m ³
Superplastificante	6,06 kg/m ³
Agua	210 kg ³
Relación agua-cemento	0,
Relación agua-cemento + CV	0,16
Relación superplastificante-cemento + CV	1,2%

Tabla 3.65. Dosificación del SCC.

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

CEM II / B-P 32,5 R	350 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1	350 kg/m ³
Árido 0/5	600 kg/m ³
Árido 5/10	850 kg/m ³
Cenizas volantes	162 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 40 mm	1,8 kg/m ³
Superplastificante	6,14 kg/m ³
Agua	210 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,6
Relación agua-cemento + CV	0,41
Relación superplastificante-cemento + CV	1,2%
Volumen de fibras en fracción volumétrica	0,2%

Tabla 3.66. Dosificación del FRSCC con 0,2% de PP. de 40 mm.

CEM II / B-P 32,5 R	350 kg/m ³
Arena del Sáhara 0/1	350 kg/m ³
Árido 0/5	600 kg/m ³
Árido 5/10	850 kg/m ³
Cenizas volantes	170 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 40 mm	3,5 kg/m ³
Superplastificante	6,76 kg/m ³
Agua	210 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,6
Relación agua-cemento + CV	0,4
Relación superplastificante-cemento + CV	1,3%
Volumen de fibras en fracción volumétrica	0,4%

Tabla 3.67. Dosificación del FRSCC con 0,4% de PP. de 40 mm.

3.6.2. Ensayos realizados

3.6.2.1. Ensayos físicos

A) Ensayos de consistencia y trabajabilidad

En el caso de las dosificaciones con fibras, para determinar si el hormigón es autocompacto o con capacidad autocompactante se ha realizado el ensayo convencional del cono de Abrams. Una vez retirado el cono para que el hormigón reciba la categoría de autocompactable, la torta que se forma debe ser igual o mayor a 65 cm.

Los resultados obtenidos con este ensayo nos demuestran

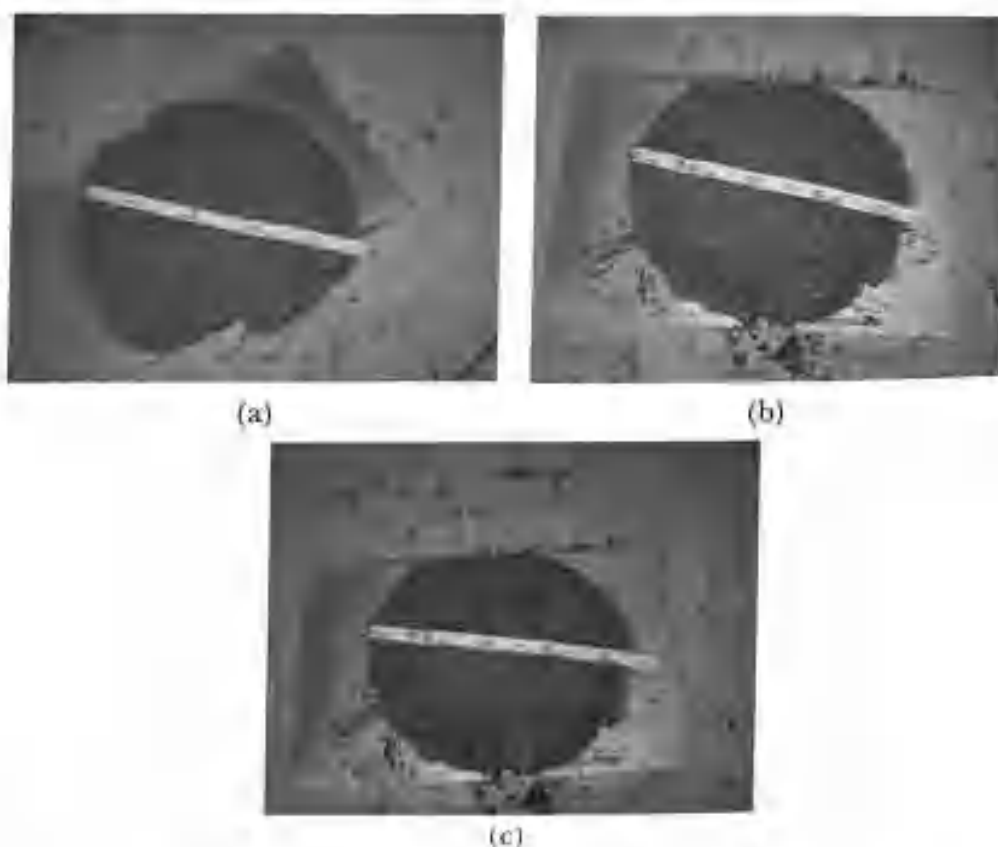


Figura 3.40. Imágenes del procedimiento de verificación de categorías de hormigón autocompactable. (a) SCC 70 cm de torta (b) FRSCC 0,2% PP. 40 mm 66 cm de torta (c) FRSCC 0,4% PP. 40 mm 65 cm de torta.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

MUESTRA	RESULTADO cm	AUTOCOMPACTABLE
SCC	70	Si
FRSCC 0,2% PP. 40 mm	66	Si
FRSCC 0,4% PP. 40 mm	65	Si

Tabla 3.68. Resultados de ensayo de consistencia del SCC y FRSCC.

que a mayor cantidad de fibra la capacidad de compactación es más baja. Esto es debido a la inclusión de fibras en la mezcla, ya que éstas evitan la correcta fluidez del árido en la pasta. En la dosificación con un porcentaje de 0,4% PP. 40 mm la pasta llegó incluso a segregar en pequeñas cantidades.

B) Ensayos de ultrasonidos

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO µs	DENSIDAD g/cm ³	E _s GPa	E _s MEDIA GPa
1	400	4594	87,07	2,37	50,1	49,9
2	400	4594	87,07	2,36	49,8	
3	400	4592	87,10	2,37	49,9	
4	400	4594	87,07	2,37	50,1	

Tabla 3.69. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del SCC.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	4444	90,00	2,32	45,8	45,9
2	400	4460	89,68	2,32	46,1	
3	400	4452	89,84	2,31	45,8	
4	400	4452	89,84	2,32	46,0	

Tabla 3.70. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del FRSCC 0,2% PP. 40 mm.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	4476	90,00	2,30	46,0	45,6
2	400	4460	89,68	2,29	45,5	
3	400	4452	89,84	2,30	45,5	
4	400	4460	89,84	2,30	45,7	

Tabla 3.71. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

3.6.2.2. Ensayos mecánicos estáticos

A) Ensayos de carga estática a compresión



Figura 3.41. Probeta rota de SCC con la máquina de ensayos a compresión de carga estática del Laboratorio de Materiales de la ETSAM.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) SCC

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSION MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	3.08.2005	7	2384	2.38	2.37	33240	26.6	28.6
Serie 1-2	3.08.2005	7	2358	2.36		38400	30.7	
Serie 1-3	24.08.2005	28	2362	2.36	2.37	49500	39.6	40.9
Serie 1-4	24.08.2005	28	2373	2.37		52800	42.2	
Serie 2-1	27.07.2005	7	2393	2.39	2.38	35380	28.3	28.8
Serie 2-2	27.07.2005	7	2369	2.37		36810	29.4	
Serie 2-3	17.08.2005	28	2372	2.37	2.37	39980	32.0	37.9
Serie 2-4	17.08.2005	28	2370	2.37		54900	43.9	

Tabla 3.72. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del SCC.

2) FRSCC 0,2% PP. 40 mm

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSION MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	3.08.2005	7	2322	2.32	2.32	31430	25.1	26.2
Serie 1-2	3.08.2005	7	2334	2.33		34120	27.8	
Serie 1-3	24.08.2005	28	2325	2.32	2.32	46600	37.3	37.5
Serie 1-4	24.08.2005	28	2319	2.32		47100	37.7	
Serie 2-1	27.07.2005	7	2329	2.33	2.32	32460	26.0	26.2
Serie 2-2	27.07.2005	7	2322	2.32		32980	26.4	
Serie 2-3	17.08.2005	28	2320	2.32	2.32	45800	36.6	37.1
Serie 2-4	17.08.2005	28	2320	2.32		47100	37.7	

Tabla 3.73. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del FRSCC 0,2% PP. 40 mm

3) FRSCC 0,4% PP. 40 mm

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	2304	2,30	2,30	29900	23,9	23,8
Serie 1-2	4.08.2005	7	2312	2,31		29740	23,8	
Serie 1-3	25.08.2005	28	2303	2,30	2,30	46200	37,0	35,5
Serie 1-4	25.08.2005	28	2305	2,30		42500	34,0	
Serie 2-1	27.07.2005	7	2308	2,31	2,30	30830	24,6	24,1
Serie 2-2	27.07.2005	7	2303	2,30		29640	23,7	
Serie 2-3	17.08.2005	28	2303	2,30	2,30	51100	40,8	38,5
Serie 2-4	17.08.2005	28	2304	2,30		45300	36,2	

Tabla 3.74. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

4) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,37	28,7
28	2,37	39,4

Tabla 3.75. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del SCC.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,32	26,2
28	2,32	37,3

Tabla 3.76. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del FRSCC 0,2% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.30	24,0
28	2.30	37,0

Tabla 3.77. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

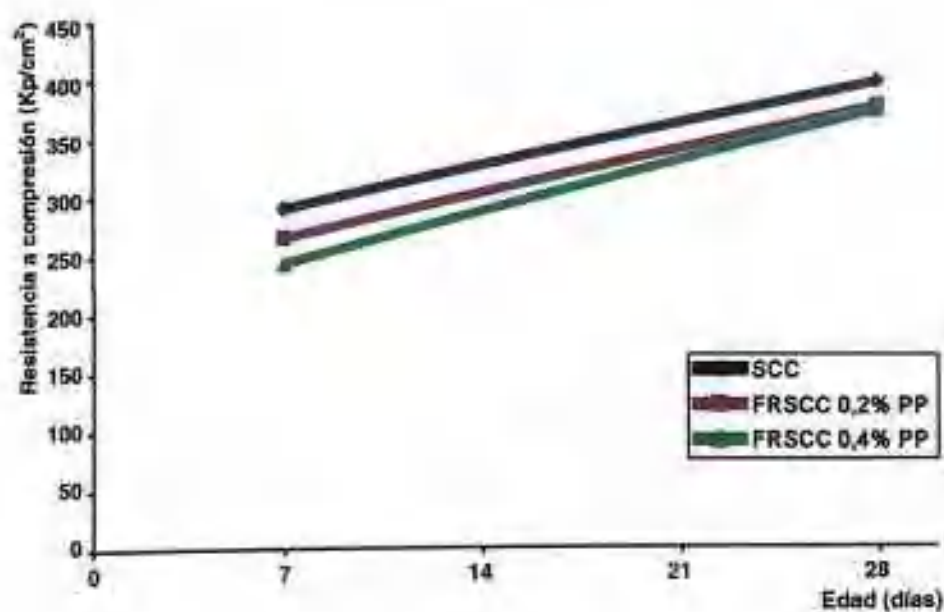


Figura 3.42. Gráfica de resistencias a compresión del SCC y el FRSCC a 7 y 28 días.

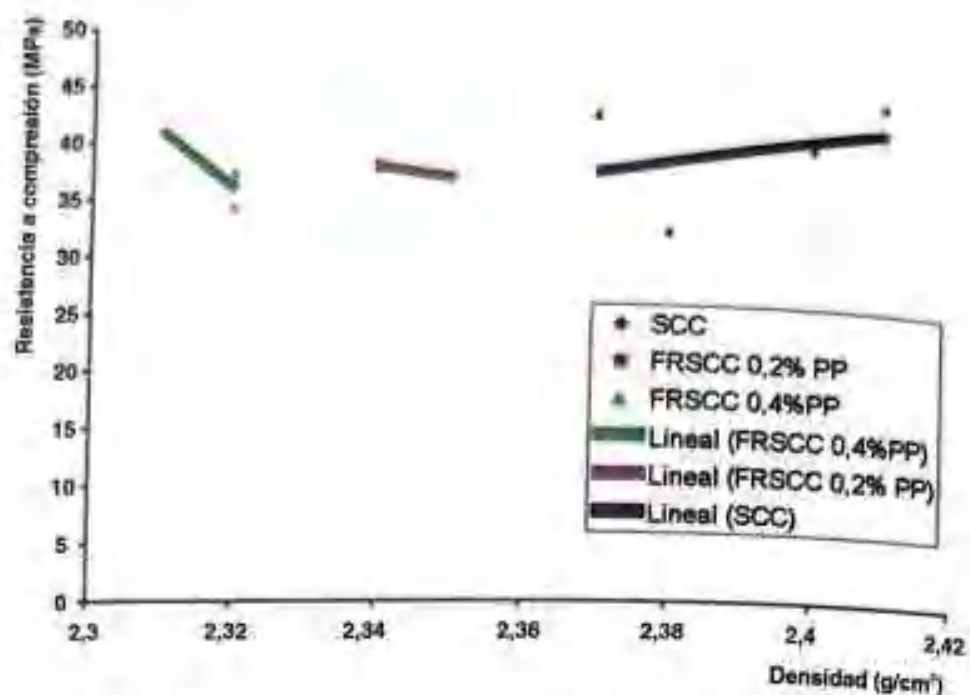


Figura 3.43. Gráfica de relación Rcompresión-densidad del SCC y el FRSCC 0,2% y 0,4% PP. 40 mm a 28 días.

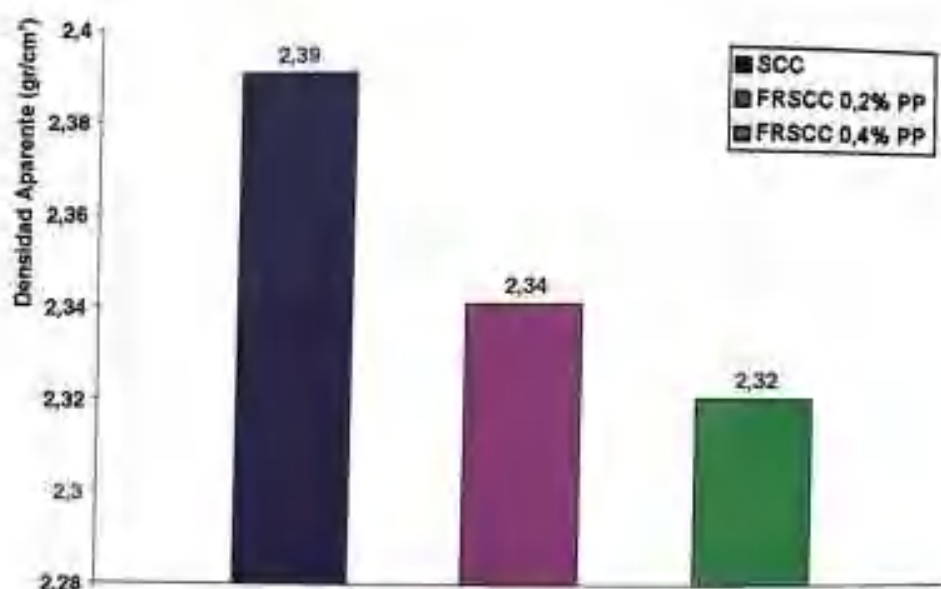


Figura 3.44. Gráfica de densidades aparentes del SCC y el FRSCC 0,2% PP y 0,4% PP a 28 días.

B) Ensayos de carga estática a flexión

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) SCC

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	9466	2.37	2.37	1200	3.6	3.51
Serie 1-2	4.08.2005	7	9460	2.36		1140	3.42	
Serie 1-3	25.08.2005	28	9465	2.37	2.37	1350	4.05	4.17
Serie 1-4	25.08.2005	28	9470	2.37		1430	4.29	
Serie 2-1	27.07.2005	7	9475	2.37	2.37	1160	3.48	3.33
Serie 2-2	27.07.2005	7	9470	2.37		1058	3.17	
Serie 2-3	17.08.2005	28	9474	2.37	2.37	1420	4.26	4.29
Serie 2-4	17.08.2005	28	9490	2.37		1390	4.17	

Tabla 3.78. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de SCC.

2) FRSCC 0,2% PP, 40 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	9298	2.32	2.32	1160	3.48	3.76
Serie 1-2	4.08.2005	7	9320	2.33		1350	4.05	
Serie 1-3	25.08.2005	28	9314	2.33	2.32	1190	3.57	3.74
Serie 1-4	25.08.2005	28	9276	2.32		1230	3.99	
Serie 2-1	27.07.2005	7	9275	2.32	2.32	1270	3.81	3.88
Serie 2-2	27.07.2005	7	9302	2.32		1320	3.96	
Serie 2-3	17.08.2005	28	9294	2.32	2.32	1380	4.14	4.13
Serie 2-4	17.08.2005	28	9303	2.32		1375	4.12	

Tabla 3.79. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de FRSCC 0,2% PP, 40 mm.

3) FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	9225	2,30	2,30	1220	3,66	3,39
Serie 1-2	4.08.2005	7	9220	2,30		1040	3,12	
Serie 1-3	25.08.2005	28	9195	2,30	2,30	1280	3,84	3,85
Serie 1-4	25.08.2005	28	9230	2,31		1290	3,87	
Serie 2-1	27.07.2005	7	9180	2,29	2,29	1180	3,54	3,46
Serie 2-2	27.07.2005	7	9160	2,29		1130	3,39	
Serie 2-3	17.08.2005	28	9175	2,29	2,30	1245	3,735	3,83
Serie 2-4	17.08.2005	28	9205	2,30		1306	3,919	

Tabla 3.80. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

4) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,37	3,42
28	2,37	4,23

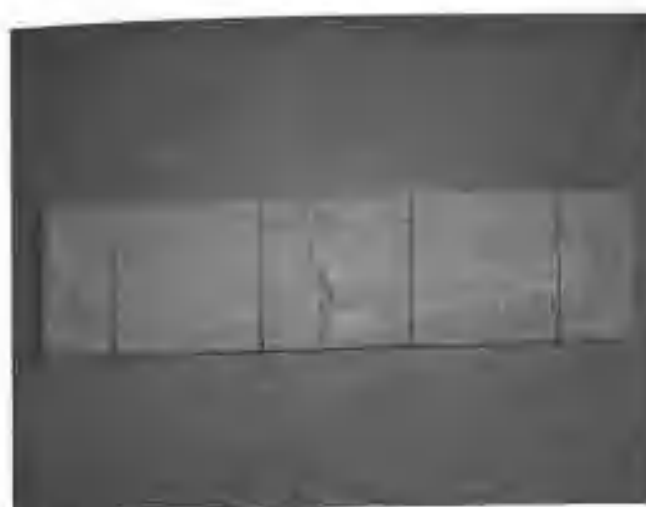
Tabla 3.81. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de SCC.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,32	2,71
28	2,32	2,92

Tabla 3.82. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de FRSCC 0,2% PP. 40 mm.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2.30	3.43
28	2.30	3.84

Tabla 5.83. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 3 puntos de FRSCC 0,4% PP. 40 mm.



(a)



(b)

Figura 5.45. Imagen de fisuración de probeta por rotura a flexión a 4 puntos del SCC. (a) Fisura en cara lateral (b) Fisura en la parte contraria a la aplicación de la carga.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.46. Imagen de fisuración de probeta por rotura a flexión a 4 puntos del FRSCC 0,2% PP, 40 mm (a) Fisura en cara lateral (b) Fisura en la parte contraria a la aplicación de la carga (c) Detalle de fisura.



(a)

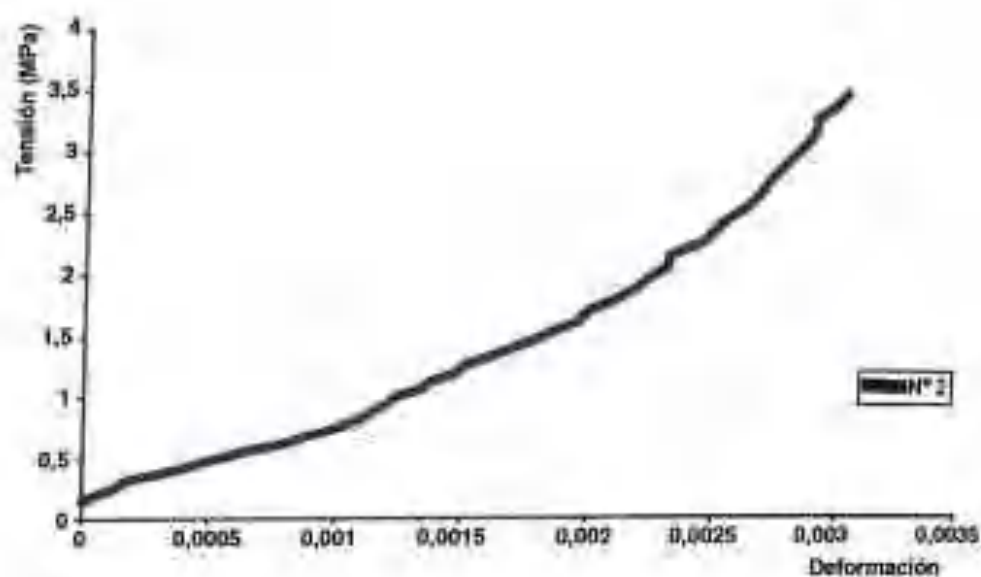


(b)

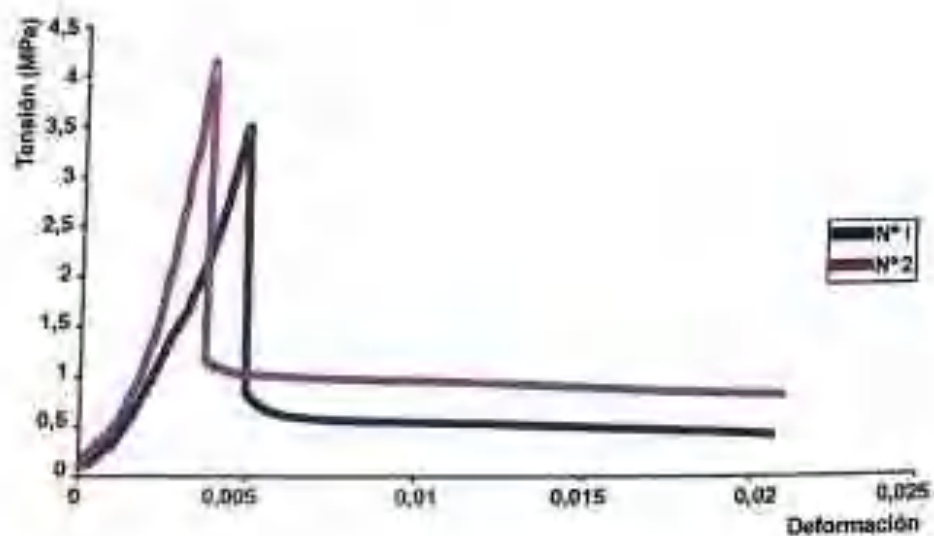


(c)

Figura 3.47. Imagen de fisuración de probeta por rotura a flexión a 4 puntos del FRSCC 0,4% PP. 40 mm (a) Fisura en cara lateral (b) Fisura en la parte contraria a la aplicación de la carga (c) Detalle de fisura.



(a)



(b)

Figura 3.48. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 7 días de: (a) SCC (b) FRSCC 0,2% PP 40 mm (c) FRSCC 0,4% PP 40 mm.

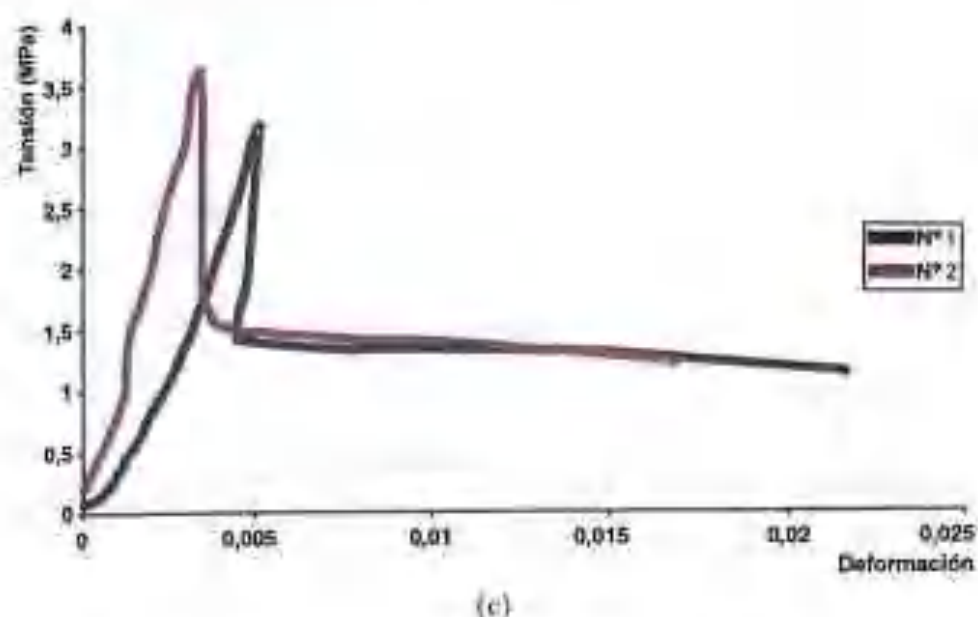


Figura 3.48. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 7 días de: (a) SCC (b) FRSCC 0,2% PP 40 mm (c) FRSCC 0,4% PP 40 mm.

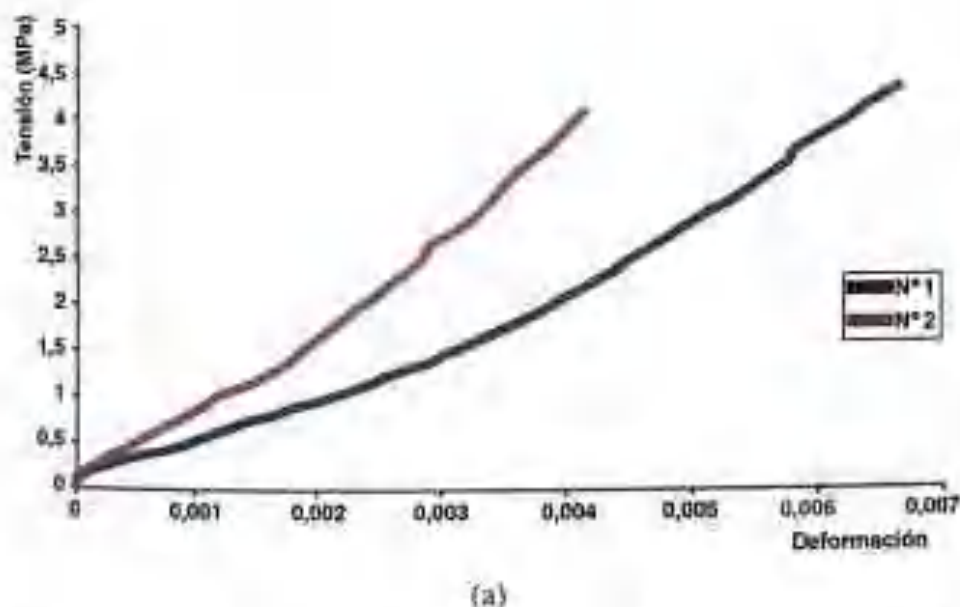
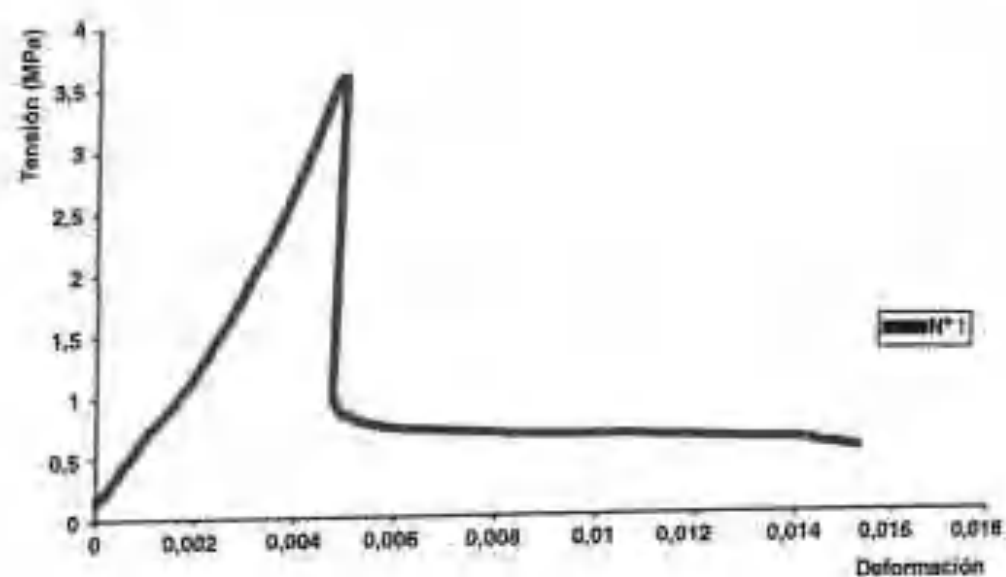
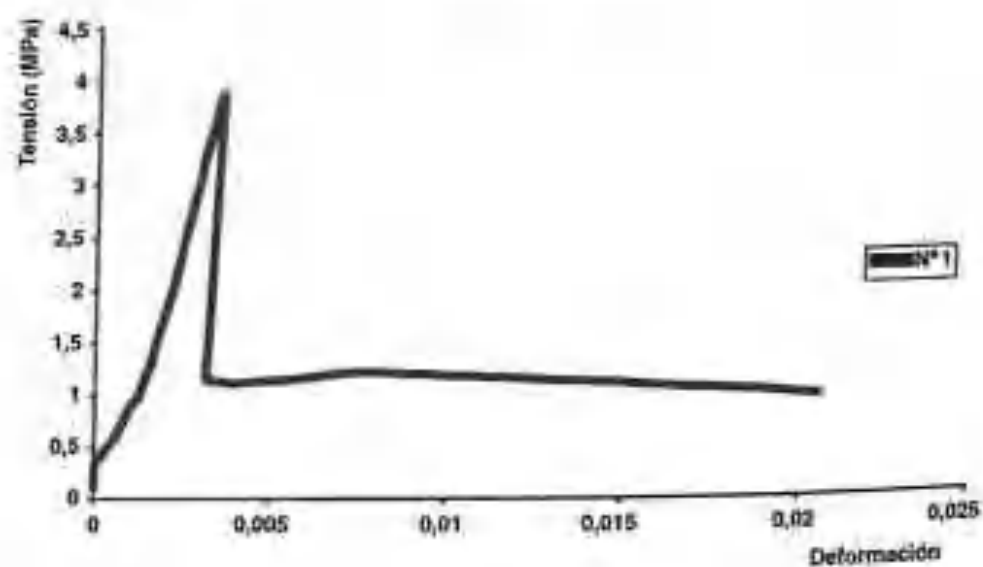


Figura 3.49. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días de: (a) SCC (b) FRSCC 0,2% PP 40 mm (c) FRSCC 0,4% PP 40 mm.



(b)



(c)

Figura 3.49. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días de: (a) SCC (b) FRSCC 0,2% PP 40 mm (c) FRSCC 0,4% PP 40 mm.

C) Cálculo de los índices de tenacidad

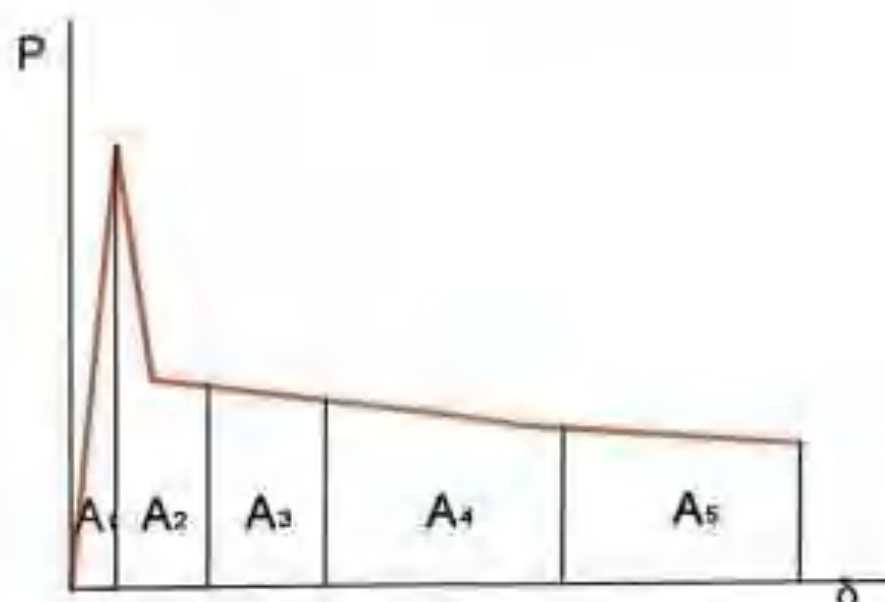


Figura 3.50. Gráfica carga-flecha de probeta por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días de FRSCC 0,4% PP. 40 mm para cálculo de los índices de tenacidad.

	SCC	FRSCC 0,2% PP. 40 mm	FRSCC 0,4% PP. 40 mm
l_4	1	1,77	2,21
l_{10}	1	3,73	3,73
l_{20}	1	4,55	6,71
l_{30}	1	6,25	9,62

Tabla 3.84. Índices de tenacidad del FRSCC 0,2% PP. 40 mm y FRSCC 0,4% PP. 40 mm.

3.7. COMPUESTOS CEMENTICIOS CANARIOS AVANZADOS

3.7.1. Dosificaciones

Se han realizado seis dosificaciones. Tres de ellas con fibras de PP. de 12 mm, y las otras tres con PP. de 19 mm. El porcentaje en fracción volumétrica de las fibras es el mismo en todas las mezclas: un 2%.

Se ha realizado un ECC inicial con un 100% de arena del Sáhara, otro con un 70% de arena del Sáhara y un 30% de árido 0/5 y por último uno con una mezcla con el 50% de arena del Sáhara, un 30% árido 0/5 y un 20% de árido 5/10. Estas proporciones se han elaborado para un tipo de fibra y otra.

En cuanto al superplastificante, se ha mantenido constante para todas las dosificaciones, con una relación cemento-superplastificante de 0,03.

Con estas dosificaciones se intenta buscar la más óptima en relación a resistencias y tenacidad, con el fin de buscar un material de matriz cementicia de comportamiento dúctil. Al mismo tiempo se intenta conseguir que la forma de la fractura del material no sea en una única fisura sino con multifisuras.

Las dosificaciones son las detalladas a continuación:

CEM II / B-P 32,5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 [% con respecto al volumen total de áridos]	552 kg/m ³ (100%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20.7 kg/m ³
Agua	357.5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 12 mm	18 kg/m ³

Tabla 3.85. Dosificación del ECC PP. 12 mm y 100% arena del Sáhara.

Relación agua-cemento	0.55
Relación agua-cemento + CV	0.241
Relación superplastificante-cemento	0.03
Relación áridos-cemento	0.8
Relación CV-cemento	1.2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.85. Continuación.

CEM II / 8-P 32.5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 (% con respecto al volumen total de áridos)	386 kg/m ³ (70%)
Árido 0/5 (% con respecto al volumen total de áridos)	166 kg/m ³ (30%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20.7 kg/m ³
Agua	357.5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 12 mm	18 kg/m ³
Relación agua-cemento	0.55
Relación agua-cemento + CV	0.241
Relación superplastificante-cemento	0.03
Relación áridos-cemento	0.8
Relación CV-cemento	1.2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.86. Dosificación del ECC PP 12 mm y 70% arena del Sáhara.

APLICACIONES CONSTRUCTIVAS DE MATERIALES CANARIOS AVANZADOS.

CEM II / B-P 32,5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 (% con respecto al volumen total de áridos)	276 kg/m ³ (50%)
Árido 0/5 (% con respecto al volumen total de áridos)	166 kg/m ³ (30%)
Árido 5/10 (% con respecto al volumen total de áridos)	110 kg/m ³ (20%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20,7 kg/m ³
Agua	357,5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 12 mm	18 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,55
Relación agua-cemento + CV	0,241
Relación superplastificante-cemento	0,03
Relación áridos-cemento	0,8
Relación CV-cemento	1,2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.87. Dosificación del ECC PP 12 mm y 50% arena del Sáhara.

CEM II / B-P 32,5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 (% con respecto al volumen total de áridos)	552 kg/m ³ (100%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20,7 kg/m ³
Agua	357,5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 19 mm	18 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,55
Relación agua-cemento + CV	0,241
Relación superplastificante-cemento	0,03
Relación áridos-cemento	0,8
Relación CV-cemento	1,2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.88. Dosificación del ECC PP 19 mm y 100% arena del Sáhara.

Materialles avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

CEM I / B-P 32.5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 (% con respecto al volumen total de áridos)	386 kg/m ³ (70%)
Árido 0/5 (% con respecto al volumen total de áridos)	166 kg/m ³ (30%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20,7 kg/m ³
Agua	357,5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 19 mm	18 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,55
Relación agua-cemento + CV	0,241
Relación superplastificante-cemento	0,03
Relación áridos-cemento	0,8
Relación CV-cemento	1,2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.89. Dosificación del ECC PP 19 mm y 70% arena del Sáhara.

CEM I / B-P 32.5 R	650 kg/m ³
arena del Sáhara 0/1 (% con respecto al volumen total de áridos)	276 kg/m ³ (50%)
Árido 0/5 (% con respecto al volumen total de áridos)	166 kg/m ³ (30%)
Árido 5/10 (% con respecto al volumen total de áridos)	110 kg/m ³ (20%)
Cenizas volantes	828 kg/m ³
Superplastificante	20,7 kg/m ³
Agua	357,5 kg/m ³
Fibras de polipropileno de 19 mm	18 kg/m ³
Relación agua-cemento	0,55
Relación agua-cemento + CV	0,241
Relación superplastificante-cemento	0,03
Relación áridos-cemento	0,8
Relación CV-cemento	1,2
Volumen de fibras en fracción volumétrica	2%

Tabla 3.90. Dosificación del ECC PP 19 mm y 50% arena del Sáhara.

3.7.2. Ensayos realizados

3.7.2.1. Ensayos físicos

A) Ensayos de consistencia y trabajabilidad

1) ECC PP. 12 mm

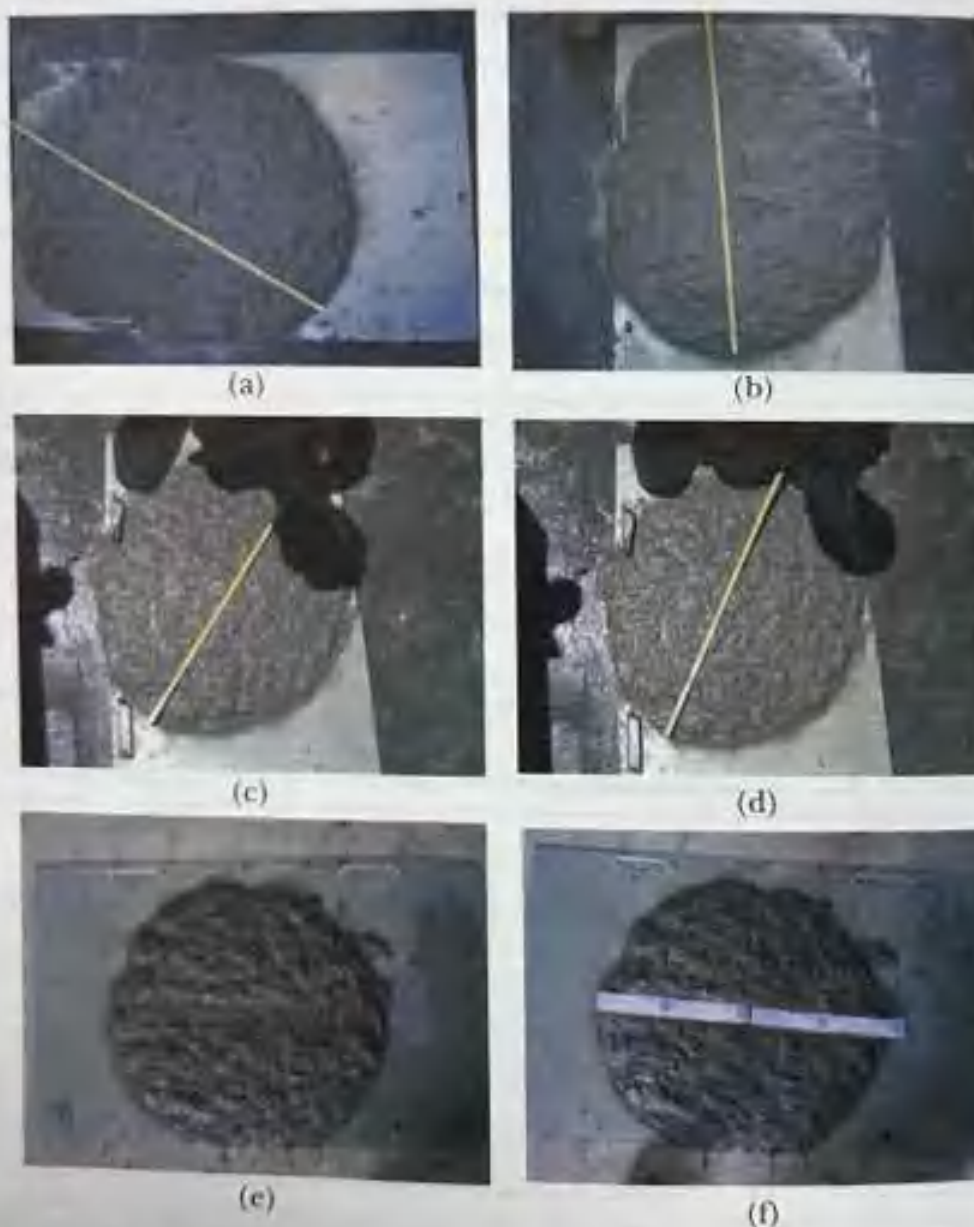


Figura 3.51. Imágenes del procedimiento de verificación de la cohesividad de la mezcla y su capacidad autocompactable (a y b) ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 72 cm y 71 cm de torta (c y d) ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara 67 cm y 66 cm de torta (e y f) ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara 63 cm de torta.

2) ECC PP. 19 mm

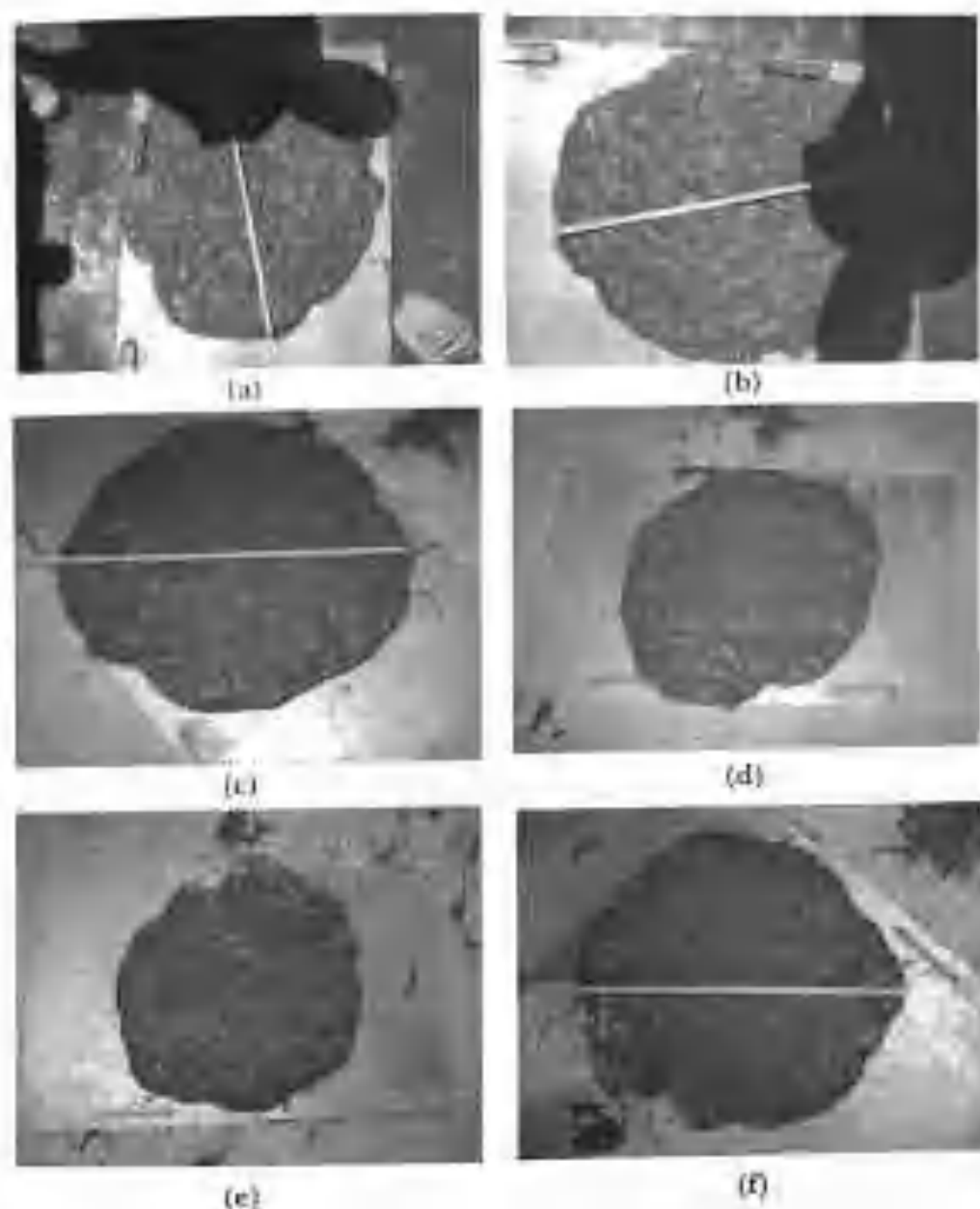


Figura 3.52. Imágenes del procedimiento de verificación de la cohesión de la mezcla y su capacidad autocompactable (a y b) ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara 85 cm y 63 cm de torta (c y d) ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara 64 cm de torta (e y f) ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara 63 cm de torta.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

MUESTRA	RESULTADO cm	AUTOCOMPACTABLE
ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara	71	Si
ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara	66	Si
ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara	63	Si
ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara	65	Si
ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara	64	Si
ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara	63	Si

Tabla 3.91. Resultados de ensayo de consistencia del ECC.

En este ensayo se observa que el material tiene mayor capacidad autocompactante con las fibras más pequeñas de 12 mm que con las de 19 mm. Esto es debido a que la mayor longitud de las fibras impide una mejor fluidez de la pasta. Incluso en los ensayos in situ se observan grumos en la mezcla de las fibras de 19 mm, lo cual no sucedía con la de 12 mm.

Por otra parte, también se aprecia cómo, según aumenta el tamaño del árido y descende la proporción de arena del Sáhara inicial de tamaño máximo de árido 0/1, descende también la capacidad autocompactante del producto.

B) Ensayos de ultrasonidos

PRÓBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	E _s GPa	E _s MEDIA GPa
1	400	3957	101.1	2.02	31.6	31.27
2	400	3920	102.0	2.01	30.8	
3	400	3937	101.3	2.02	31.4	
4	400	3920	102.0	2.02	31.3	

Tabla 3.92. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	3846	104,0	2,01	29,7	29,72
2	400	3846	104,0	2,01	29,7	
3	400	3852	103,8	2,01	29,8	
4	400	3846	104,0	2,01	29,7	

Tabla 3.93. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	3932	101,7	1,99	30,8	30,75
2	400	3920	102,0	1,99	30,6	
3	400	3932	101,7	2,00	30,9	
4	400	3920	102,0	2,00	30,7	

Tabla 3.94. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	3895	102,7	2,01	30,5	30,45
2	400	3895	102,7	2,00	30,3	
3	400	3895	102,7	2,01	30,5	
4	400	3895	102,7	2,01	30,5	

Tabla 3.95. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	3858	103,7	2,00	29,8	29,72
2	400	3858	103,7	2,00	29,8	
3	400	3852	103,8	2,00	29,7	
4	400	3858	103,7	1,99	29,6	

Tabla 3.96. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	LONGITUD mm	VELOCIDAD m/s	TIEMPO μ s	DENSIDAD g/cm ³	Es GPa	Es MEDIA GPa
1	400	3932	101,7	1,99	30,8	30,67
2	400	3932	101,7	1,99	30,8	
3	400	3932	101,7	1,98	30,6	
4	400	3920	102,0	1,99	30,5	

Tabla 3.97. Resultados ensayo de medida de ultrasonidos del ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

3.7.2.2. Ensayos mecánicos estáticos

A) Ensayos de carga estática a compresión

Para la realización de estos ensayos se han utilizado probetas cúbicas de 10 cm de arista. Los ensayos se han realizado a 1, 7, 14 y 28 días. Todas las probetas fueron sumergidas en agua durante los primeros 7 días para asegurar un correcto curado.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) ECC PP. 12 mm

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	27.07.2005	1	2030	2.03	2.03	6320	5.05	5,0
Serie 1-2	27.07.2005	1	2032	2.03		6180	4.94	
Serie 1-3	2.08.2005	7	2045	2.04	2.04	32000	25.6	25.0
Serie 1-4	2.08.2005	7	2042	2.04		30600	24.5	
Serie 2-1	28.07.2005	14	2025	2.02	2.02	36800	29.4	29.5
Serie 2-2	28.07.2005	14	2028	2.03		37000	29.6	
Serie 2-3	11.08.2005	28	2024	2.02	2.02	56100	44.9	42.3
Serie 2-4	11.08.2005	28	2023	2.02		49600	39.7	

Tabla 3.98. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	27.07.2005	1	2018	2.02	2.02	5420	4.34	4.38
Serie 1-2	27.07.2005	1	2025	2.02		5543	4.43	
Serie 1-3	2.08.2005	7	2043	2.04	2.05	23900	19.1	19.8
Serie 1-4	2.08.2005	7	2065	2.06		25600	20.5	
Serie 2-1	1.08.2005	14	2014	2.01	2.01	43440	34.7	34.8
Serie 2-2	1.08.2005	14	2019	2.02		43600	34.9	
Serie 2-3	15.08.2005	28	2015	2.01	2.01	46700	37.4	35.7
Serie 2-4	15.08.2005	28	2011	2.01		42500	34.0	

Tabla 3.99. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	28.07.2005	1	2011	2,01	2,01	8420	6,74	6,56
Serie 1-2	28.07.2005	1	2018	2,01		7976	6,38	
Serie 1-3	3.08.2005	7	2030	2,03	2,03	34100	27,3	28,3
Serie 1-4	3.08.2005	7	2035	2,03		36600	29,3	
Serie 2-1	1.08.2005	14	2003	2,00	2,00	40100	32,3	32,2
Serie 2-2	1.08.2005	14	2004	2,00		40700	32,0	
Serie 2-3	15.08.2005	28	2006	2,00	2,00	40500	32,4	33,1
Serie 2-4	15.08.2005	28	2001	2,00		42300	33,8	

Tabla 3.100. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP, 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

2) ECC PP, 19 mm

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	27.07.2005	1	2121	2,02	2,02	5840	4,67	4,70
Serie 1-2	27.07.2005	1	2023	2,02		5920	4,74	
Serie 1-3	2.08.2005	7	2040	2,04	2,05	31000	24,8	25,0
Serie 1-4	2.08.2005	7	2062	2,06		31500	25,2	
Serie 2-1	28.07.2005	14	2018	2,02	2,01	42600	34,1	35,4
Serie 2-2	28.07.2005	14	2011	2,01		45800	36,6	
Serie 2-3	11.08.2005	28	2015	2,01	2,01	49900	39,9	37,0
Serie 2-4	11.08.2005	28	2010	2,01		42700	34,2	

Tabla 3.101. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP, 19 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	29.07.2005	1	2014	2.01	2.01	5700	4,6	4,6
Serie 1-2	29.07.2005	1	2010	2.01		5640	4,5	
Serie 1-3	4.08.2005	7	2035	2.03	2.03	29200	23,4	25,2
Serie 1-4	4.08.2005	7	2030	2.03		33700	27,0	
Serie 2-1	11.08.2005	14	2000	2.00	2.00	38400	30,7	30,8
Serie 2-2	11.08.2005	14	2004	2.00		38600	31,9	
Serie 2-3	25.08.2005	28	2005	2.00	2.00	42300	33,8	33,3
Serie 2-4	25.08.2005	28	2009	2.00		41000	32,8	

Tabla 3.102. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA 10x10x10 cm	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa F _c =0,8	MEDIA MPa
Serie 1-1	29.07.2005	1	2006	2.00	2.00	6500	5,2	5,38
Serie 1-2	29.07.2005	1	2004	2.00		6940	5,55	
Serie 1-3	4.08.2005	7	2040	2.04	2.03	29400	23,5	25,5
Serie 1-4	4.08.2005	7	2020	2.02		34200	27,4	
Serie 2-1	11.08.2005	14	1992	1,99	1,99	38900	31,1	30,6
Serie 2-2	11.08.2005	14	2001	2.00		37500	30,0	
Serie 2-3	25.08.2005	28	1993	1,99	1,99	47500	38,0	35,2
Serie 2-4	25.08.2005	28	1994	1,99		41500	32,4	

Tabla 3.103. Resultados ensayos mecánicos de carga estática a compresión de probetas cúbicas de 10 x 10 x 10 cm del ECC PP 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

5) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.03	3.0
7	2.04	25.0
14	2.00	29.5
28	2.02	42.3

Tabla 3.104. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.00	3.0
7	2.04	25.0
14	2.00	29.5
28	2.02	42.3

Tabla 3.104. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.00	4.4
7	2.03	19.5
14	2.00	34.8
28	2.01	35.7

Tabla 3.105. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

Mediciones rutinarias rutinarias de mallas convencionales realizadas con libras

GRAN DÍAS	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.01	4.8
7	2.02	28.2
14	2.00	32.2
30	2.00	33.1

Tabla 3.106. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del EOC PP. 10 mm 50% arena del Sahara U/I

GRAN DÍAS	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.02	4.8
7	2.05	28.2
14	2.01	32.8
30	2.01	32.0

Tabla 3.107. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del EOC PP. 10 mm 100% arena del Sahara U/I

GRAN DÍAS	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.01	4.8
7	2.03	25.2
14	2.00	30.8
30	2.00	30.3

Tabla 3.108. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del EOC PP. 10 mm 70% arena del Sahara U/I

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
1	2.00	5.4
7	2.03	25.5
14	1.99	30.6
28	1.99	35.2

Tabla 3.109. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a compresión del ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

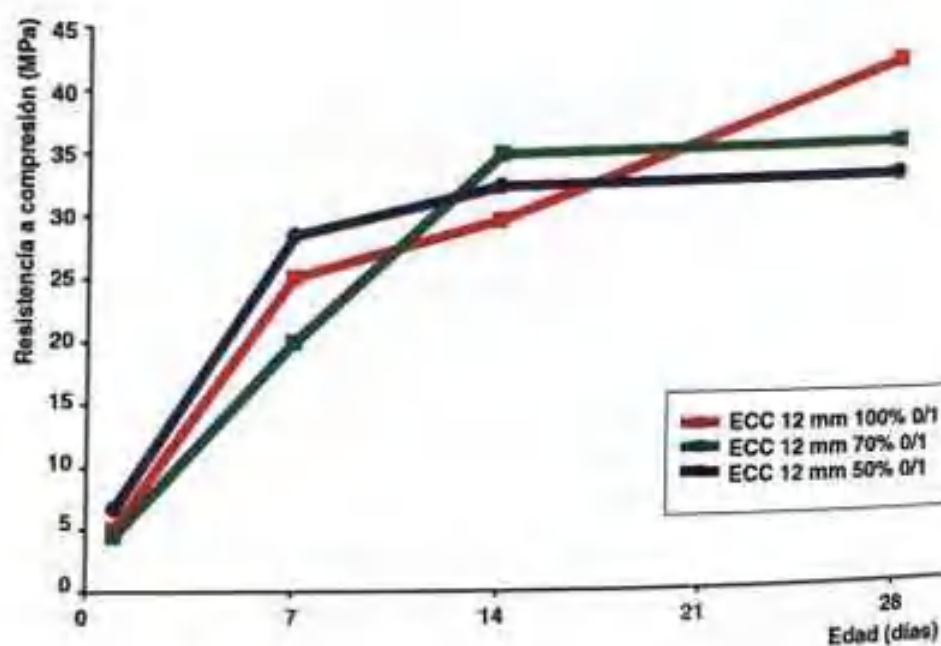


Figura 3.53. Gráfica de resistencia a compresión del ECC PP. 12 mm a 1, 7, 14 y 28 días.

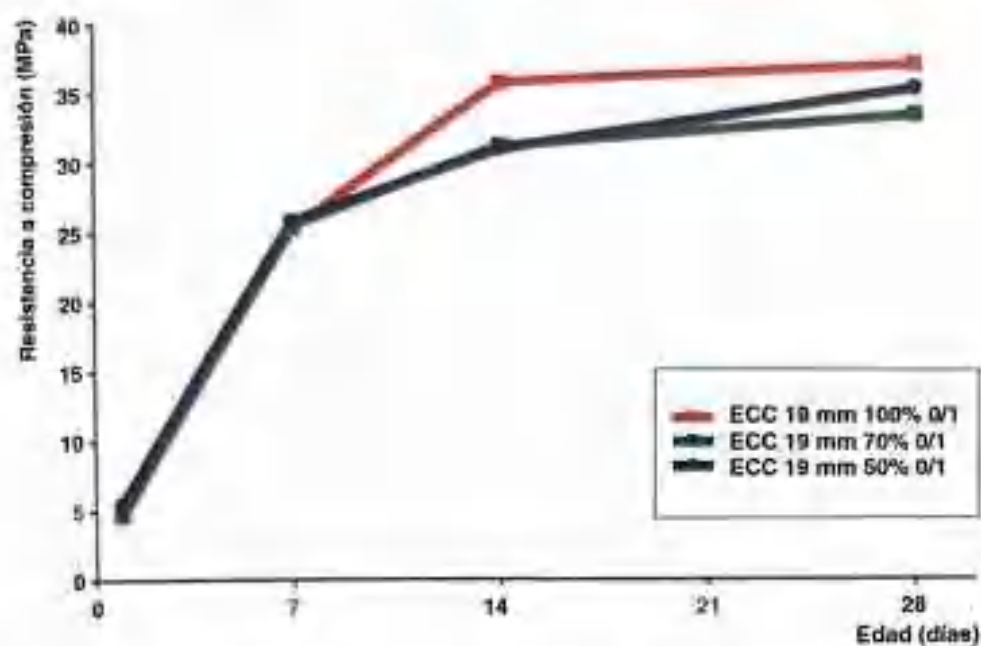


Figura 3.54. Gráfica de resistencia a compresión del ECC PP 19 mm a 1, 7, 14 y 28 días.

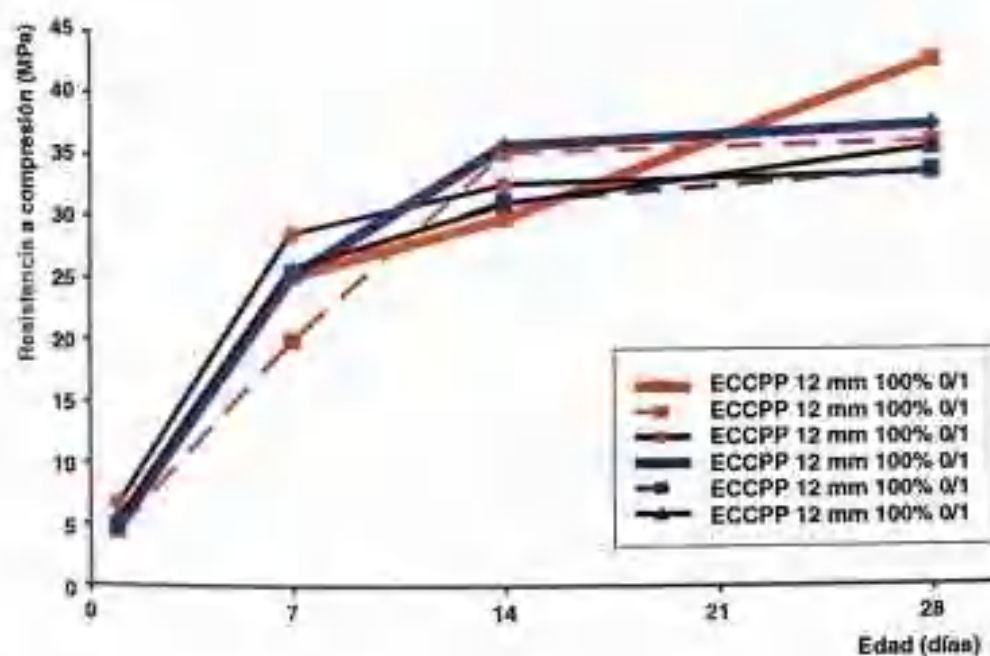


Figura 3.55. Gráfica de resistencia a compresión del ECC PP a 1, 7, 14 y 28 días.

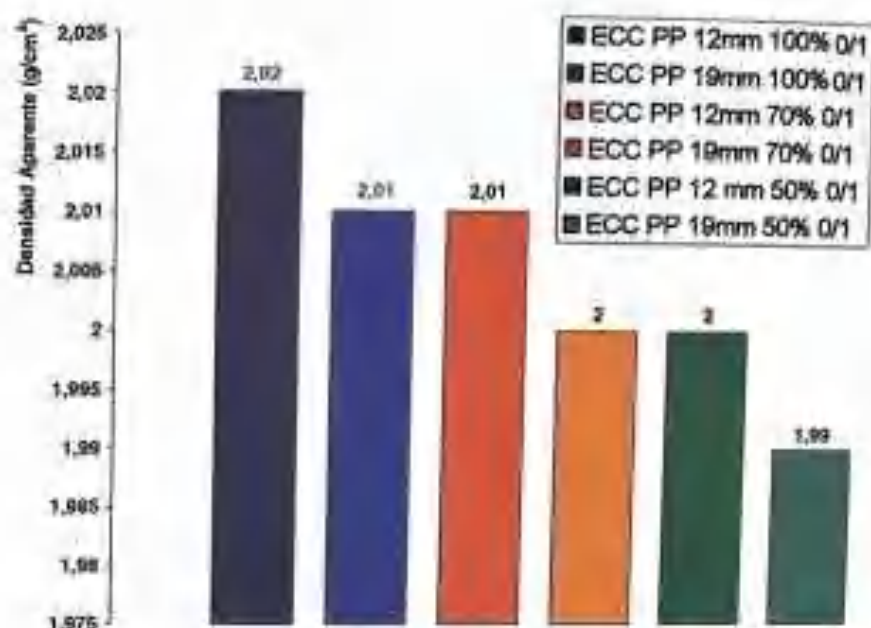


Figura 3.56. Gráfica de relación de densidad del ECC con fibras de PP de 12 y 19 mm a 28 días.

B) Ensayos de carga estática a flexión

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

1) ECC PP. 12 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm³	MEDIA g/cm³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	2.08.2005	7	7925	1.98	2.00	1508	4.52	4.89
Serie 1-2	2.08.2005	7	8030	2.00		1792	5.37	
Serie 1-3	2.08.2005	7	8045	2.01		1654	4.96	
Serie 1-4	2.08.2005	7	8043	2.01		1574	4.72	
Serie 2-1	11.08.2005	28	8095	2.02	2.02	1626	4.88	4.99
Serie 2-2	11.08.2005	28	8108	2.01		1518	4.55	
Serie 2-3	11.08.2005	28	8075	2.02		1750	5.25	
Serie 2-4	11.08.2005	28	8126	2.02		1768	5.30	

Tabla 3.110. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	2.08.2005	7	8027	2.00	2.00	1707	5.12	4.84
Serie 1-2	2.08.2005	7	7835	1.99		1520	4.56	
Serie 1-3	2.08.2005	7	8014	2.00		1630	4.89	
Serie 1-4	2.08.2005	7	7994	2.00		1595	4.78	
Serie 2-1	15.08.2005	28	8052	2.01	2.01	1912	5.73	5.60
Serie 2-2	15.08.2005	28	7940	2.01		1835	5.50	
Serie 2-3	15.08.2005	28	8004	2.01		1844	5.53	
Serie 2-4	15.08.2005	28	8043	2.01		1879	5.64	

Tabla 3.111. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP, 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	3.08.2005	7	8285	2.01	2.01	1798	5.39	5.23
Serie 1-2	3.08.2005	7	8310	2.02		1724	5.17	
Serie 1-3	3.08.2005	7	8295	2.02		1714	5.14	
Serie 1-4	3.08.2005	7	8305	2.00		1738	5.21	
Serie 2-1	15.08.2005	28	7965	1.99	2.00	1710	5.13	5.25
Serie 2-2	15.08.2005	28	7990	1.99		1756	5.26	
Serie 2-3	15.08.2005	28	8008	2.00		1744	5.23	
Serie 2-4	15.08.2005	28	8140	2.00		1798	5.39	

Tabla 3.112. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP, 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

2) ECC PP. 19 mm

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	2.08.2005	7	8160	2.04	2.02	1233	3.69	3.96
Serie 1-2	2.08.2005	7	7982	1.99		1422	4.26	
Serie 1-3	2.08.2005	7	8094	2.02		1335	4.00	
Serie 1-4	2.08.2005	7	8082	2.02		1396	3.88	
Serie 2-1	11.08.2005	28	8120	2.01	2.01	1440	4.32	4.21
Serie 2-2	11.08.2005	28	7985	2.00		1325	3.97	
Serie 2-3	11.08.2005	28	8040	2.01		1470	4.41	
Serie 2-4	11.08.2005	28	7995	2.01		1385	4.15	

Tabla 3.113. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	8120	2.03	2.00	1430	4.29	4.25
Serie 1-2	4.08.2005	7	8025	2.00		1418	4.25	
Serie 1-3	4.08.2005	7	7933	1.98		1396	4.18	
Serie 1-4	4.08.2005	7	8100	2.02		1434	4.30	
Serie 2-1	25.08.2005	28	7961	2.00	2.00	1440	4.32	4.32
Serie 2-2	25.08.2005	28	7935	2.00		1460	4.38	
Serie 2-3	25.08.2005	28	8040	2.00		1425	4.27	
Serie 2-4	25.08.2005	28	7999	1.99		1436	4.30	

Tabla 3.114. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

PROBETA	F. ROTURA	EDAD días	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	MEDIA g/cm ³	CARGA kp	TENSIÓN MPa	MEDIA MPa
Serie 1-1	4.08.2005	7	7975	1,99	2,00	1344	4,03	4,11
Serie 1-2	4.08.2005	7	7998	2,00		1395	4,18	
Serie 1-3	4.08.2005	7	8004	2,00		1387	4,16	
Serie 1-4	4.08.2005	7	8042	2,01		1356	4,07	
Serie 2-1	11.08.2005	28	7920	1,99	1,99	1550	4,65	4,35
Serie 2-2	11.08.2005	28	7866	1,99		1378	4,13	
Serie 2-3	25.08.2005	28	7999	1,98		1408	4,22	
Serie 2-4	25.08.2005	28	8080	1,99		1466	4,39	

Tabla 3.115. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas (40 x 10 x 10 cm) de ECC PP, 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

3) Resultados finales

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,00	4,89
28	2,02	4,99

Tabla 3.116. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP, 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,00	4,84
28	2,01	5,69

Tabla 3.117. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP, 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,01	5,23
28	2,00	5,25

Tabla 3.118. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,02	3,96
28	2,01	4,21

Tabla 3.119. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,00	4,25
28	2,00	4,32

Tabla 3.120. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1.

EDAD días	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	TENSIÓN MEDIA MPa
7	2,00	4,11
28	1,99	4,35

Tabla 3.121. Resultados finales de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.



(a)



(b)

Figura 3.57. Imagen en serie de la multi-fisuración del ECC (a) Inicio del ensayo (b) Aparece la primera fisura (c) Empieza a multifisurarse (d) La fisuración se localiza.

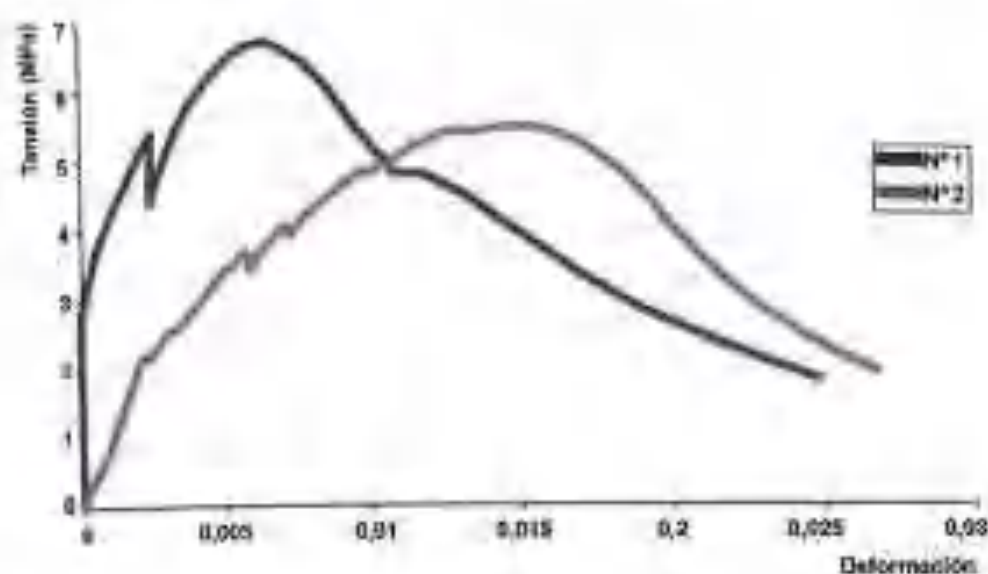


(c)

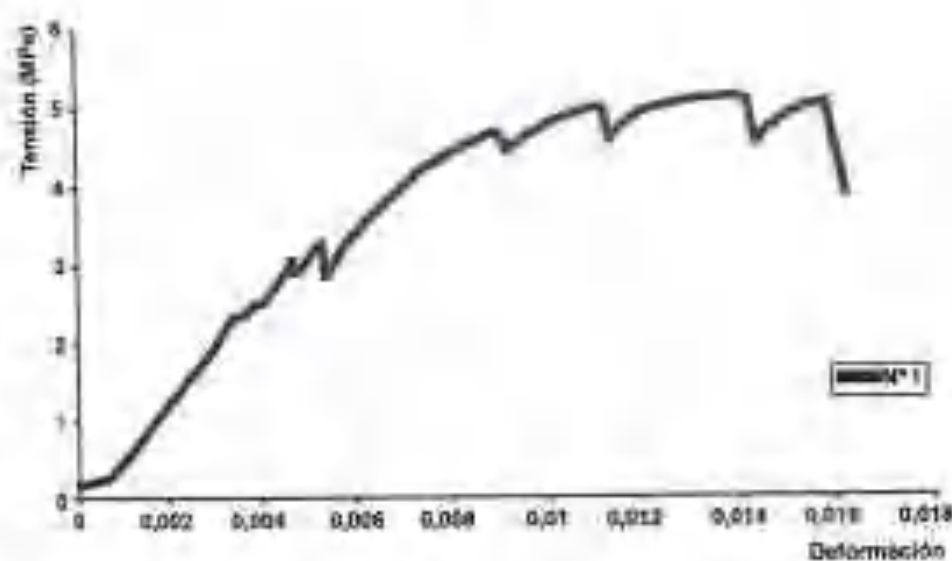


(d)

Figura 3.57. Imagen en serie de la multi-fisuración del ECC (a) Inicio del ensayo (b) Aparece la primera fisura (c) Empezar a multifisurarse (d) La fisuración se localiza.



(a)



(b)

Figura 3.58. Gráficas tensión-deformación de probetas por ruina a flexión de carga estática a 4 puntos a 7 días de: (a) ECC PP 12 mm 100% arena del Sahara 0/1 (b) ECC PP 12 mm 70% arena del Sahara 0/1 (c) ECC PP 12 mm 50% arena del Sahara 0/1

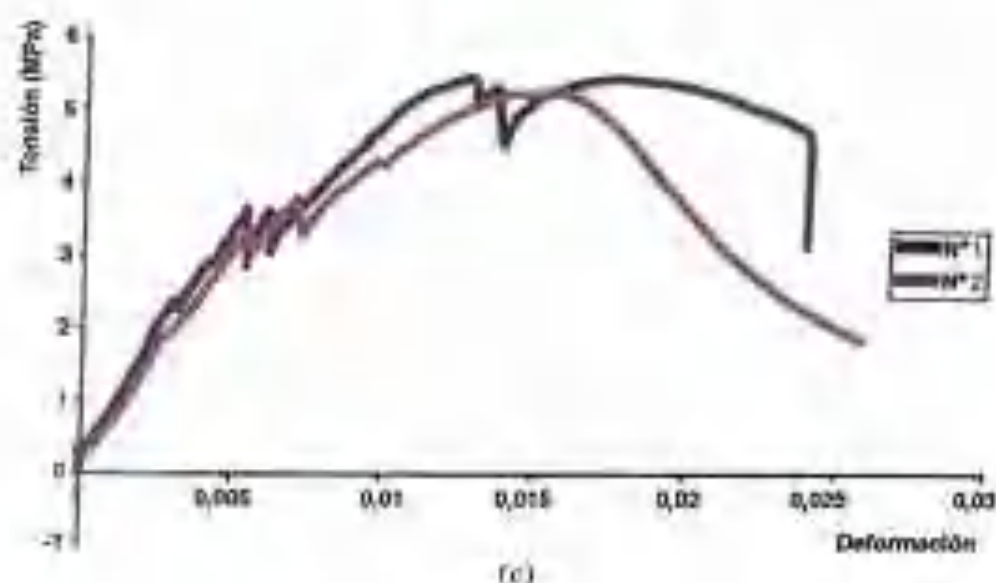


Figura 3.58. Continuación, (c) ECC PP, 12 mm 50% arena del Sahara 0/1.

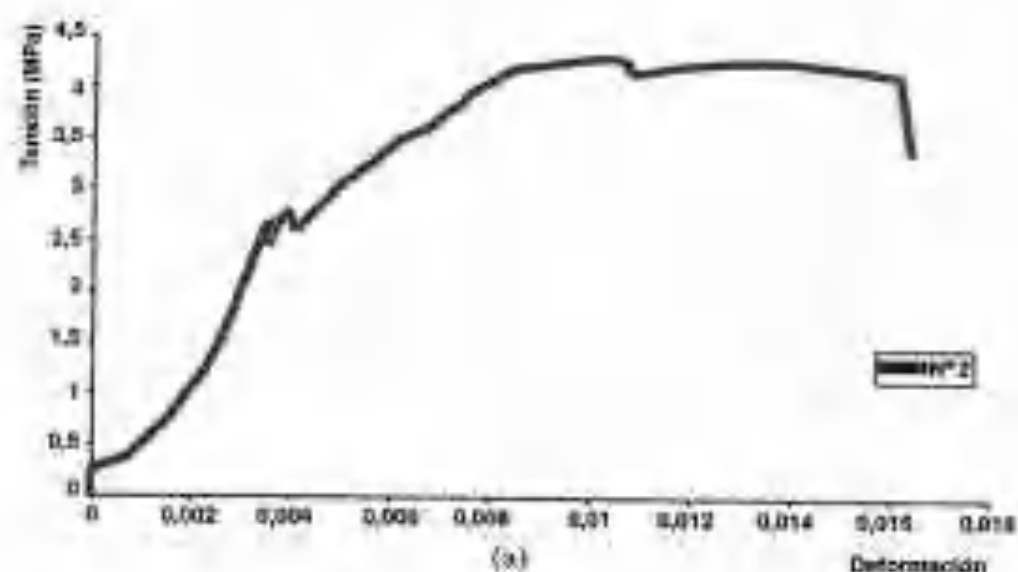
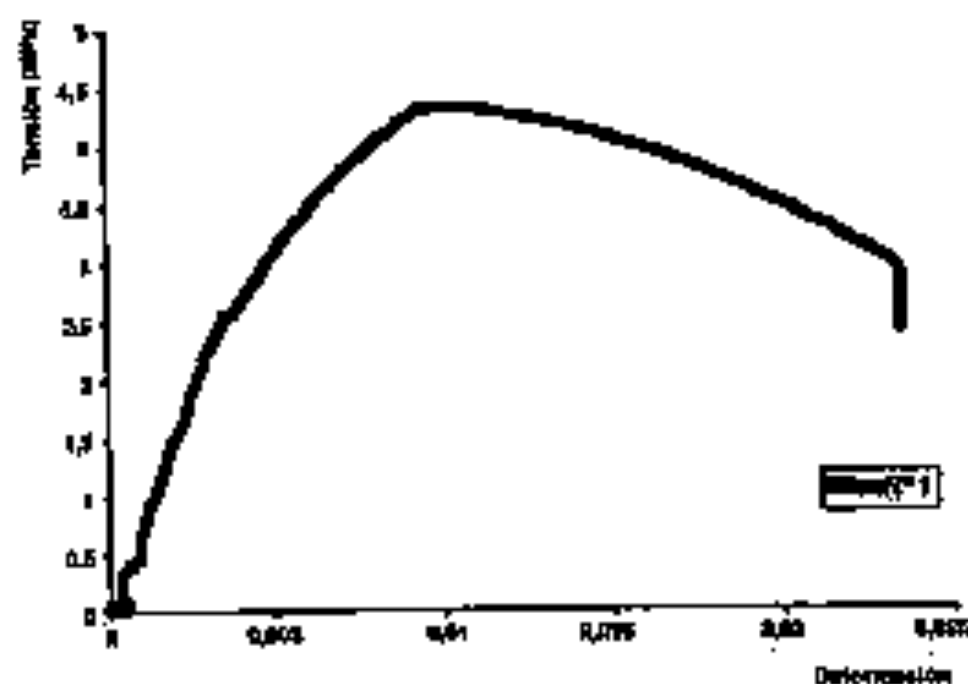
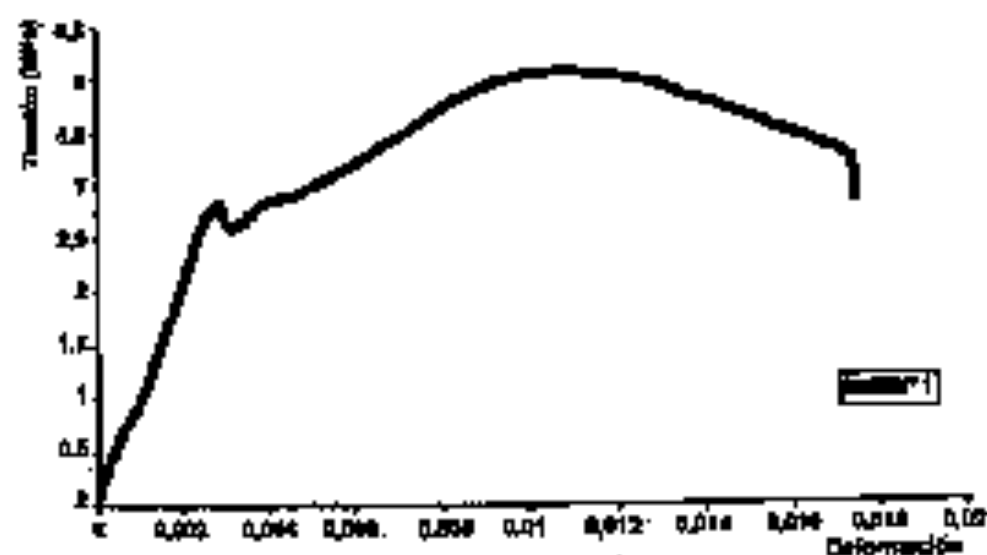


Figura 3.59. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 7 días de: (a) ECC PP, 19 mm 100% arena del Sahara 0/1 (b) ECC PP, 19 mm 70% arena del Sahara 0/1 (c) ECC PP, 19 mm 50% arena del Sahara 0/1.

(Καίρια ηχητικά αποτελέσματα σε πολλές περιπτώσεις εμφάνισης των φθόνων)

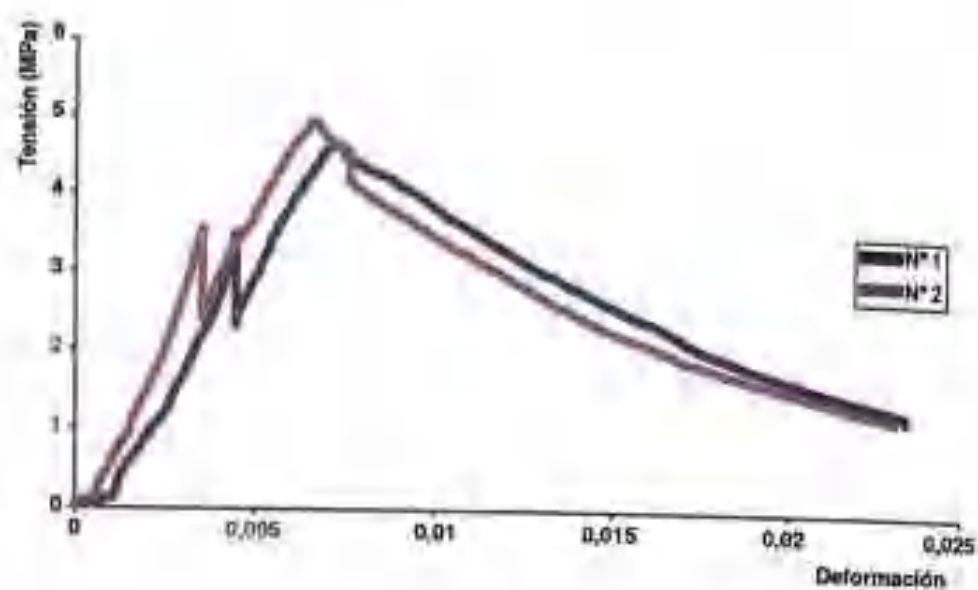


(b)

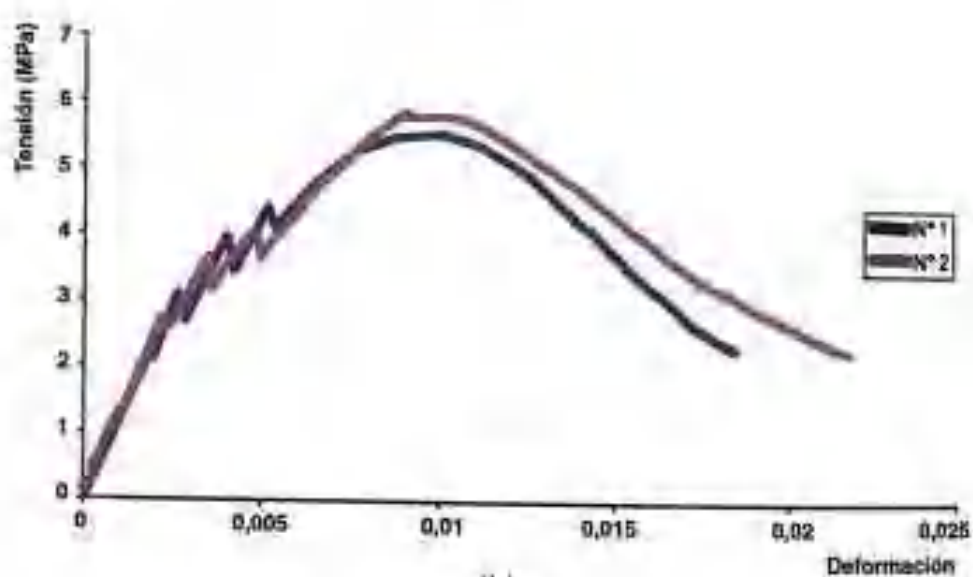


(c)

Figura 3.59 Continuación (b) ECC PF 10 mm 70% arena del Sáhara II/I (c) ECC PF 19 mm 70% arena del Sáhara 0/I



(a)



(b)

Figura 3.60. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días de: (a) ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara 0/1 (b) ECC PP. 12 mm 70% arena del Sáhara 0/1 (c) ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

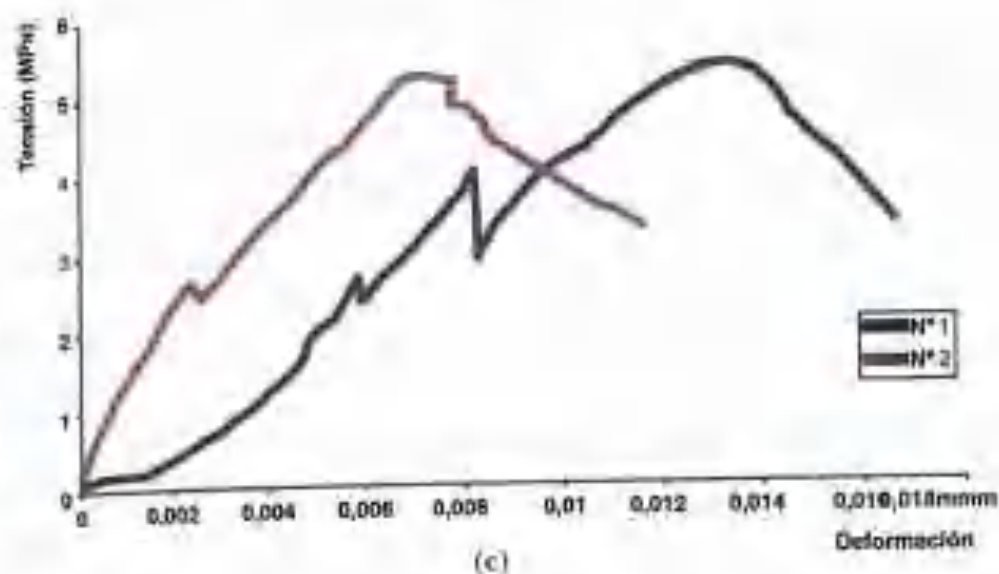


Figura 3.60. Continuación. (c) ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara 0/1.

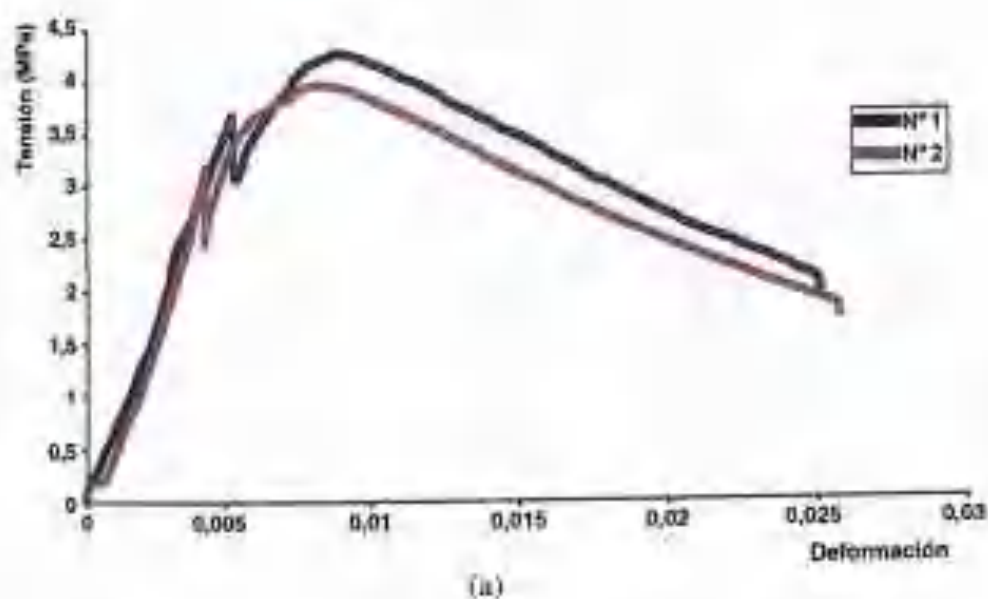
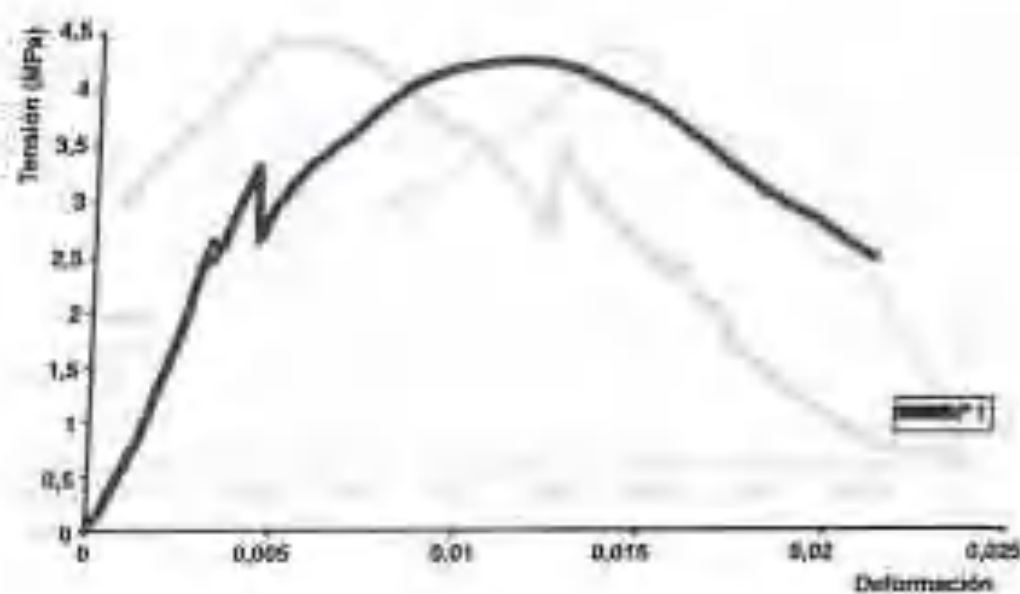
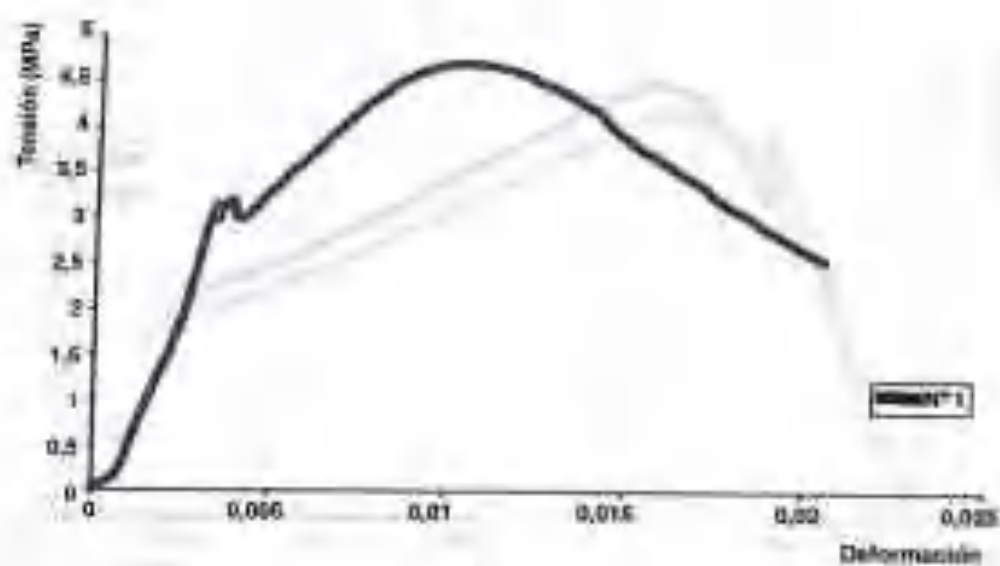


Figura 3.61. Gráficas tensión-deformación de probetas por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días de: (a) ECC PP. 19 mm 100% arena del Sáhara 0/1 (b) ECC PP. 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1 (c) ECC PP. 19 mm 50% arena del Sáhara 0/1.



(b)



(c)

Figura 3.61. Continuación, (b) ECG PP 19 mm 70% arena del Sáhara 0/1 (c) ECG PP 19 mm 56% arena del Sáhara 0/1.

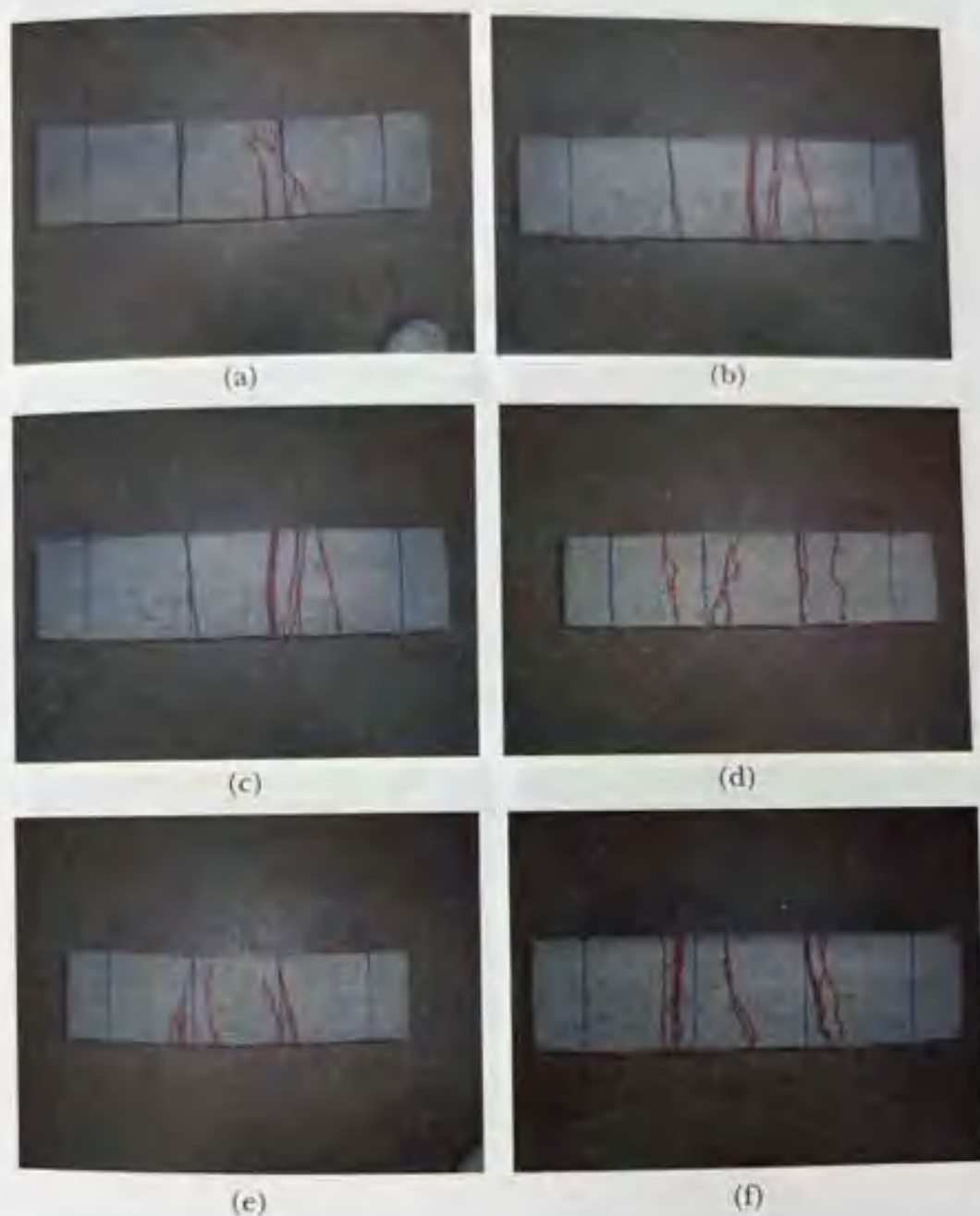


Figura 3.62. Imagen de fisuración de probeta por rotura a flexión a 4 puntos del ECC PP. 12 mm a 7 días (a) 5 fisuras del ECC 100% arena del Sáhara en cara lateral (b) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga (c) 5 fisuras del ECC 70% arena del Sáhara en cara lateral (d) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga (e) 5 fisuras del ECC 50% arena del Sáhara en cara lateral (f) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga.

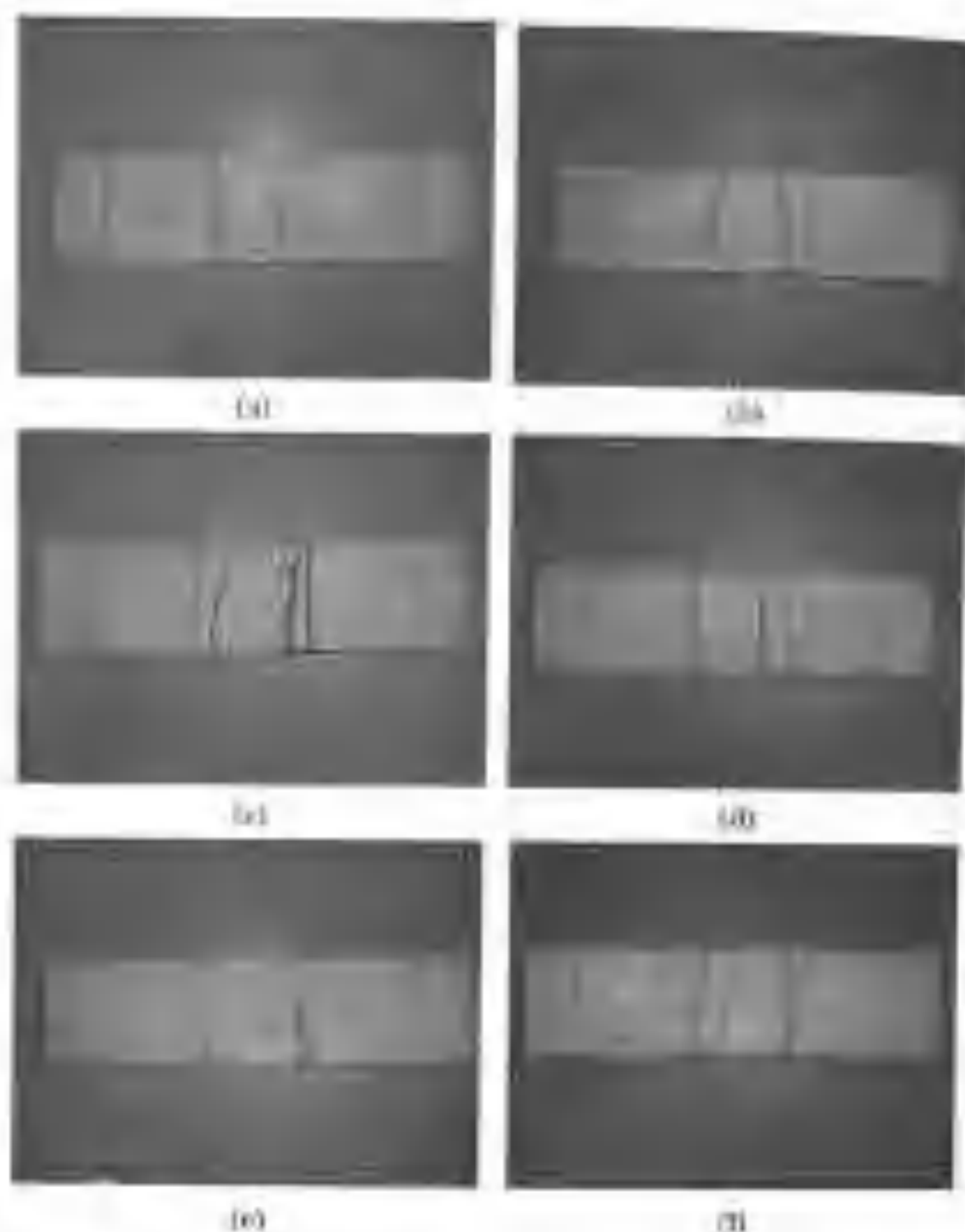


Figura 3.35. Imágenes de flexión de probeta post cura a flexión a 4 meses del ECU-PP (18 mm a 7 días) (a) 3 listones del EEC 100% arena del Sótano en cara lateral (b) Fluente en la parte contraria a la aplicación de la carga (c) 2 listones del EEC 70% arena del Sótano en cara lateral (d) Fluente en la parte contraria a la aplicación de la carga (e) 3 listones del EEC 50% arena del Sótano en cara lateral (f) Fluente en la parte contraria a la aplicación de la carga

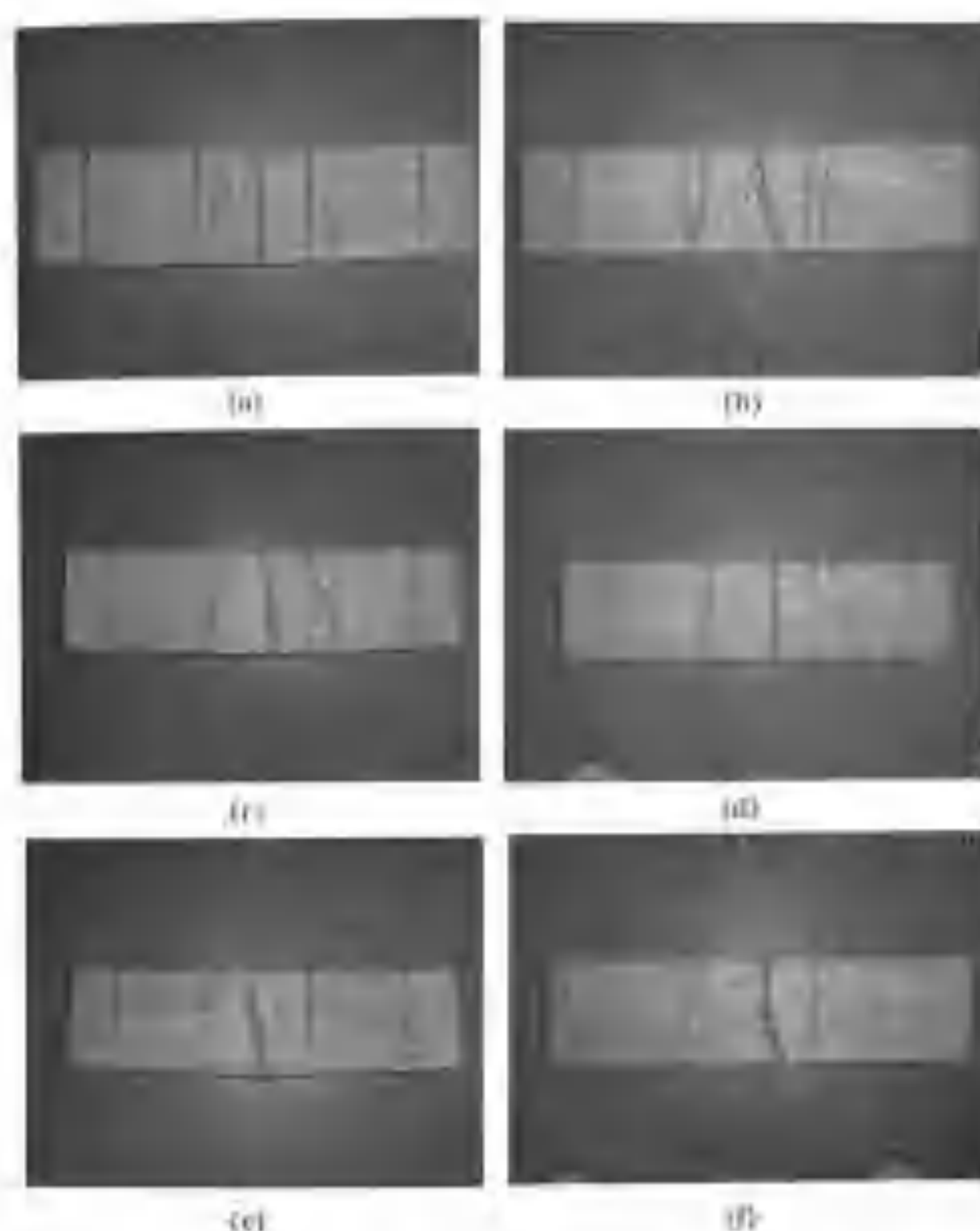


Figura 3.64. Imagen de fisuración de probeta por trueno a flexión a 4 puntos del ECC a 28 días (a) 4 fisuras del ECC PP 12 mm 70% arena del Sahara en cara lateral (b) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga (c) 3 fisuras del ECC PP 10 mm 70% arena del Sahara en cara lateral (d) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga (e) 3 fisuras del ECC PP 12 mm 50% arena del Sahara en cara lateral (f) Fisuras en la parte contraria a la aplicación de la carga

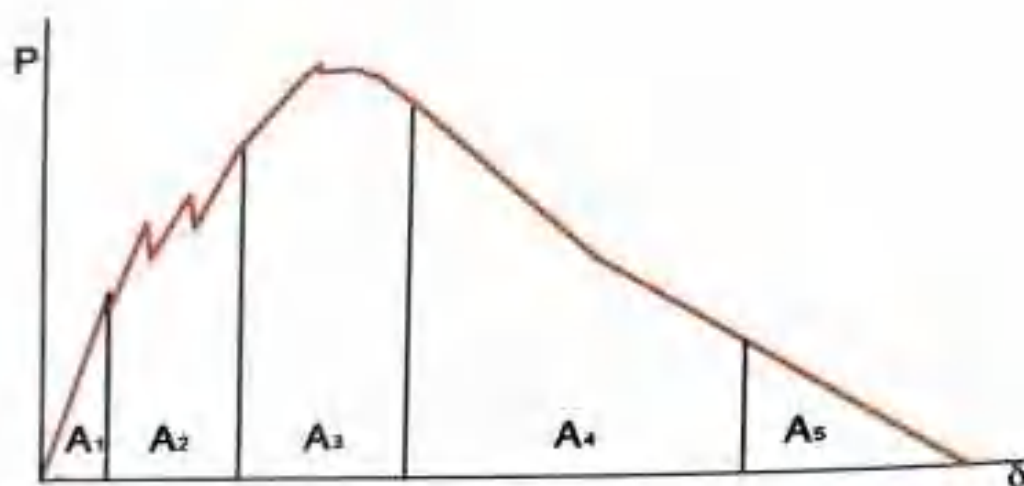
EDAD días	100% ARENA DEL SÁHARA	70% ARENA DEL SÁHARA	50% ARENA DEL SÁHARA DEL SÁHARA
7	6-5	5-3	5-3
28	1	4-3	2-1

Tabla 3.122. Número de fisuras después de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 12 mm.

EDAD días	100% ARENA DEL SÁHARA	70% ARENA DEL SÁHARA	50% ARENA DEL SÁHARA DEL SÁHARA
7	4-2	3-2	3-2
28	1	3-2	2-1

Tabla 3.123. Número de fisuras después de ensayos mecánicos de carga estática a flexión a 4 puntos de ECC PP. 19 mm.

C) Cálculo de los índices de tenacidad



(a)

Figura 3.65. Gráfica carga-flecha de probeta por rotura a flexión de carga estática a 4 puntos a 28 días para cálculo de los índices de tenacidad de: (a) ECC 70% 0/1 PP. 12 mm (b) ECC 70% 0/1 PP. 19 mm.

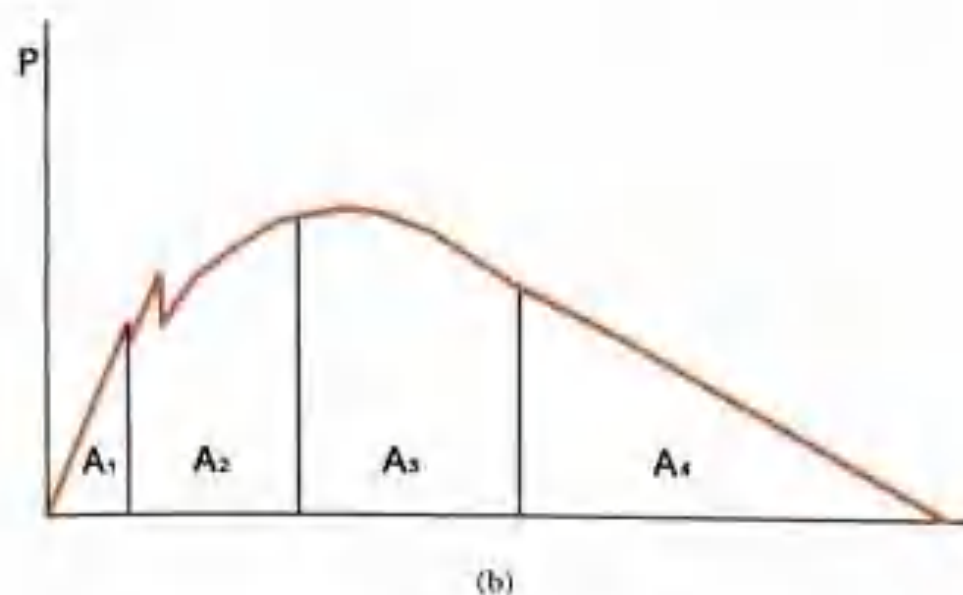


Figura 3.65. Continuación. (b) ECC 70% 0/1 PP. 19 mm.

	ECC 100% 0/1 PP. 12 mm	ECC 100% 0/1 PP. 19 mm	ECC 70% 0/1 PP. 12 mm	ECC 70% 0/1 PP. 19 mm	ECC 50% 0/1 PP. 12 mm	ECC 50% 0/1 PP. 19 mm
f_t	5.31	5.60	6.50	6.17	6.47	6.05
f_{10}	9.61	9.73	16.84	13.54	13.27	11.77
f_{20}	13.92	11.75	29.69	19.35	19.60	13.72
f_{30}	14.23	11.75	31.99	19.35	19.60	13.72

Tabla 3.124. Índices de tenacidad del ECC 100% 0/1 PP. 12 mm, ECC 100% 0/1 PP. 19 mm, ECC 70% 0/1 PP. 12 mm, ECC 70% 0/1 PP. 19 mm, ECC 50% 0/1 PP. 12 mm y ECC 50% 0/1 PP. 19 mm.

3.7.2.3. Ensayos mecánicos dinámicos

Los ensayos mecánicos dinámicos de los materiales cementicios avanzados canarios se han realizado exclusivamente sobre el ECC PP. 12 mm 70% 0/1 por ser el que presenta las mejores propiedades.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	10.03.2006	8041	2,01	0,218	0,108	0,109	50,13	32,87
Serie 1-2	10.03.2006	8039	2,01	1,185	1,051	0,133	11,25	
Serie 1-3	10.03.2006	8038	2,01	0,105	0,066	0,039	37,21	
Serie 2-1	10.03.2006	8053	2,01	0,413	0,308	0,103	25,41	
Serie 2-2	10.03.2006	8048	2,01	0,226	0,137	0,087	39,38	
Serie 2-3	10.03.2006	8052	2,01	0,293	0,194	0,099	33,82	

Tabla 3.125. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de ECC PP, 12 mm 70% 0/1 y frecuencia 0,25 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD APARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS (u)	AMORT. (u) %	MEDIA %
Serie 1-1	10.03.2006	8041	2,01	0,385	0,249	0,136	35,26	22,23
Serie 1-2	10.03.2006	8039	2,01	1,332	1,278	0,053	4,01	
Serie 1-3	10.03.2006	8038	2,01	0,297	0,216	0,081	27,42	
Serie 2-1	10.03.2006	8053	2,01	0,505	0,378	0,127	29,14	
Serie 2-2	10.03.2006	8048	2,01	0,417	0,330	0,087	20,87	
Serie 2-3	10.03.2006	8052	2,01	0,536	0,425	0,111	20,68	

Tabla 3.126. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de ECC PP, 12 mm 70% 0/1 y frecuencia 0,33 Hz.

SERIE PROBETA	FECHA ENSAYO	PESO g	DENSIDAD AFARENTE g/cm ³	E. ACU N.m	E. DEV N.m	E. DIS [μ]	AMORT. [μ] %	MEDIA %
Serie 1-1	10.03.2006	8041	2,01	0,291	2,047	0,244	10,65	15,72
Serie 1-2	10.03.2006	8038	2,01	0,467	0,370	0,097	20,78	
Serie 1-3	10.03.2006	8038	2,01	0,836	0,707	0,129	15,42	
Serie 2-1	10.03.2006	8053	2,01	0,735	0,598	0,137	18,63	
Serie 2-2	10.03.2006	8048	2,01	1,651	1,440	0,211	12,78	
Serie 2-3	10.03.2006	8052	2,01	0,647	0,543	0,104	16,06	

Tabla 5.127. Resultados de ensayos mecánicos de carga dinámica a flexión a 4 puntos de probetas prismáticas de dimensiones 40 x 10 x 10 cm de ECC PP 12 mm 70% 0/1 y frecuencia 0,5 Hz.



Figura 5.66. Gráficas carga-flecha de probetas ensayadas a flexión de carga dinámica a 4 puntos ECC PP 12 mm 70% 0/1 y frecuencias de 0,25 Hz, 0,33 Hz y 0,5 Hz (edad 28 días).

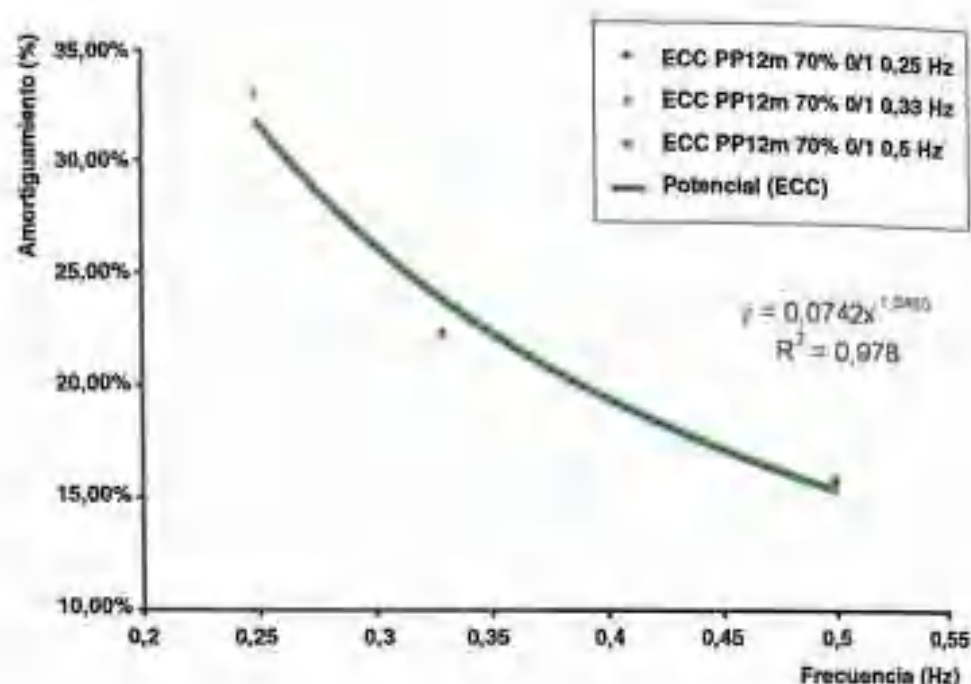


Figura 3.67. Gráficas amortiguamiento-frecuencia del ECC PP. 12 mm 70% 0/1 a 28 días.

3.8. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este apartado del capítulo se analizan y discuten los resultados obtenidos en los ensayos expuestos en secciones anteriores. Los datos obtenidos en los ensayos se analizan por separado, sin embargo éstos, según se avanza en la discusión, se entrelazan cada vez más; de esta forma se puede obtener un análisis más completo.

3.8.1. Caracterización de áridos

Como vimos anteriormente, se realizaron ensayos de caracterización de los áridos empleados. De los resultados obtenidos hay que destacar especialmente su buena capacidad mecánica.

Sin embargo, aunque poseen unas resistencias mecánicas excepcionales, los coeficientes de forma de esta fonolita machacada son menores al límite admisible del 20% fijado por la EHE. En el árido de tamaño 5/10 este coeficiente está en el 10%, y en el de tamaño 10/20 en el 17%. Esto se debe a la tendencia a lajear de estas fonolitas de origen volcánico a causa de los planos de disyunción con que se forman.

Otro dato obtenido en los ensayos que cabe señalar es la gran cantidad de finos que posee la arena de machaqueo 0/5. Esta característica podría ser una de las principales razones por las que se necesitan grandes cantidades de agua para que la mezcla de hormigón fresco sea trabajable. Tal problema es de considerable importancia, puesto que la cantidad excesiva de agua repercute negativamente en la durabilidad de los materiales cementicios.

3.8.2. Físicos

3.8.2.1. Consistencia y trabajabilidad

En la tabla 3.16 se puede ver que la media del descenso del cono de Abrams en el hormigón de control o el hormigón canario tradicional es de 6 cm. De este resultado podemos constatar que el hormigón de referencia canario tiene una consistencia blanda. Es cierto que la consistencia es satisfactoria y que la mezcla es de buena trabajabilidad, sin embargo hay que destacar que la relación agua-cemento es elevada y que la cantidad de cemento por metro cúbico es casi la máxima permitida por la norma.

Si se compara el hormigón de control canario con los FRC canarios se observa que en el análisis de consistencia hemos pasado de un hormigón de cono 6 (consistencia blanda) a unos hormigones de consistencia seca. No es cierto que

estos hormigones sean de consistencia seca, pero sí lo es que, al introducir fibras en la mezcla, éstas no permiten que el árido fluya con naturalidad, por lo que la trabajabilidad de la mezcla y su fluidez decrece de forma considerable. En la figura 3.69 se puede apreciar que a mayor porcentaje de fibras más seca es la mezcla en los FRC, y esto afecta proporcionalmente a su trabajabilidad, pues a mayor número de fibras en el FRC menor es su trabajabilidad y mayor vibración necesita la mezcla para ser compactada. En la realización de los ensayos se observó que con un 0,8% de fibras se obtiene un resultado de mezcla extremadamente seco con el consistómetro Vebe, y su compactación y trabajabilidad era de una deficiencia considerable. Por tanto, no se recomienda utilizar este porcentaje de fibras de polipropileno, y se cesó de añadir mayor cantidad de fibra. Se puede afirmar que hasta una cantidad de 0,4% de fibras en fracción volumétrica podemos conseguir una mezcla con trabajabilidad adecuada, aunque con una importante ayuda de vibrador para poder compactarla.

En los hormigones autocompactos canarios con y sin fibras (SCC y FRSCC) los resultados son muy distintos con relación al hormigón de control y a los FRC. Si comparamos por una parte el hormigón de referencia (HC) con el hormigón autocompacto sin fibras (SCC), y por otra los FRC con los hormigones autocompactos con fibras (FRSCC) de los mismos porcentajes de fibras, observamos que se pasa de unos hormigones con consistencia blanda y seca (o incluso muy seca) a unos hormigones que son todos ellos autocompactos (figura 3.68). Sin embargo hay que apuntar que, a mayor cantidad de fibra en los FRSCC menor grado de autocompactación, como se puede ver en la tabla 3.68, por lo que la cantidad máxima aconsejada para estos FRSCC con PP. de 40 mm es de un 0,4% en fracción volumétrica (en esta tabla

se pasa de una torta de 70 cm en el SCC a unas tortas de 66 y 65 centímetros en los FRSCC). En cualquier caso, es más propio hablar de hormigones con fibras con capacidad de autocompactación que de hormigones autocompactos con fibras, puesto que se recomienda una pequeña cantidad de vibración (pese a su buena capacidad de compactación).

En cuanto a los materiales cementicios canarios avanzados (ECC), se aprecia en la figura 3.68 que también presen-

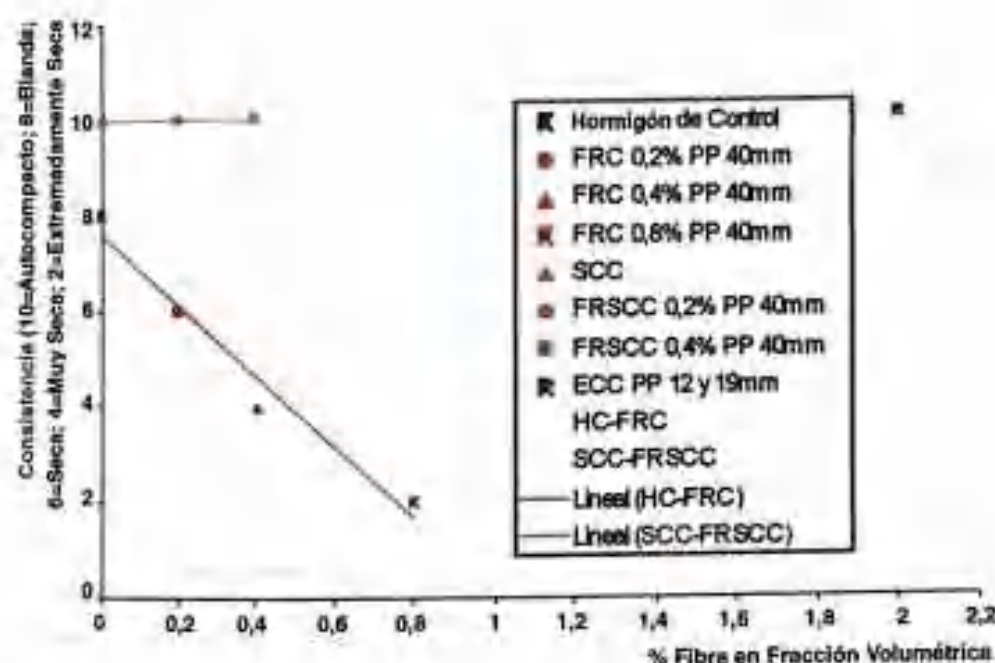


Figura 3.68. Relación % de fibra/consistencia del HC, FRC, SCC, FRSCC y ECC.

tan capacidad de autocompactación, a pesar de su elevado porcentaje de fibras en fracción volumétrica (un 2%). Sin embargo se encontraron diferencias en las distintas fibras utilizadas para la creación de este nuevo material. Las fibras de

12 mm se dispersan bastante mejor en la mezcla, y su torta es bastante mayor que la de los materiales cementicios canarios avanzados realizados con fibras de 19 mm. Esto hace que la pasta presente mayor homogeneidad y mejor mezcla de sus componentes. En los ECC de fibras de PP. de 19 mm las fibras tardaban más tiempo en dispersarse y, además, se formaban pequeños grumos o bolas de cemento no hidratado en la mezcla.

3.8.2.2. Ultrasonidos y densidad

Si analizamos los resultados de ultrasonidos de forma independiente en cada tipo de material podemos ver que a mayor número de fibras el módulo ultrasónico es menor. Por ejemplo, en el hormigón de control el módulo ultrasónico es 42,28 GPa, sin embargo en cuanto se empiezan a introducir pequeñas cantidades de fibras, éste empieza a bajar, de modo que llega a 33 GPa con un 0,8% de fibras. Lo mismo sucede con el hormigón autocompacto (SCC): cuando se introduce fibra también desciende de forma considerable el módulo. Así, pasa de 49,9 GPa con 0% de fibras a 45,6 GPa con 0,4% de fibras. Esto puede ser causado por el mayor número de huecos que tiene el producto, o también (y probablemente en mayor medida) porque el módulo ultrasónico del PP. es menor que el de la matriz cementicia.

En los materiales canarios avanzados de matriz cementicia el módulo de ultrasonidos no varía de forma importante (con los mismos porcentajes de áridos). Todos los materiales creados poseen un módulo de entre 29 y 31 GPa. Quizás habría que matizar la pequeña mejora en el módulo en los ECC con fibras de polipropileno de 12 mm. Por ejemplo, el ECC con 100% de arena del Sáhara y fibras de 12 mm posee un módulo de 31,27 GPa; sin embargo, si se cambia el tipo de

fibra de 12 mm a 19 mm (con el mismo porcentaje de áridos en la mezcla) se aprecia un ligero descenso en el módulo hasta 30,45 GPa. Esto puede ser debido a que cuando la fibra posee mayor tamaño en la mezcla endurecida, el número de huecos aumenta.

En lo referente a la densidad, también se puede afirmar que desciende en los distintos materiales cuanto mayor sea la cantidad de fibra. En el hormigón de control se pasa de una densidad de 2,3 g/cm³ a 2,29 g/cm³ (con una adición del 0,2% de fibras de PP. 40 mm), 2,27 g/cm³ (con una adición del 0,2% de fibras de PP. 40 mm) y 2,26 g/cm³ (con una adición del 0,2% de fibras de PP. 40 mm), como se puede ver en la figura 3.25. Lo mismo sucede con los hormigones con capacidad autocompactante. El SCC tiene una densidad de 2,39 g/cm³, pero con la incorporación de 0,2% y 0,4% en fracción volumétrica de fibras de polipropileno de 40 mm en la matriz se pasa a 2,34 y 2,32 g/cm³ respectivamente (figura 3.44).

Se han discutido de forma independiente los resultados de cada uno de los materiales, tanto en lo referente al módulo de ultrasonidos como a la densidad. Sin embargo, en la figura 3.69 se hace una relación de estos dos parámetros para todos los materiales creados. En la gráfica se puede ver claramente cómo nos encontramos con tres materiales de propiedades distintas. Se observa que los SCC y FRSCC poseen un módulo de ultrasonido y una densidad más elevada que los FRC, ECC y el hormigón de control. No obstante, el módulo de los materiales canarios avanzados es inferior, al igual que la densidad. Que la densidad sea menor es muy importante de cara a las aplicaciones, puesto que nos encontramos con un material menos pesado que el resto de materiales cementicios creados. Otra relación importante que se puede encontrar es que a mayor módulo de ultrasonidos mayor densidad, y a

menor módulo menor densidad. De esto podríamos deducir que nos encontramos con materiales que a menor densidad presentan menor rigidez, y a mayor densidad mayor rigidez.

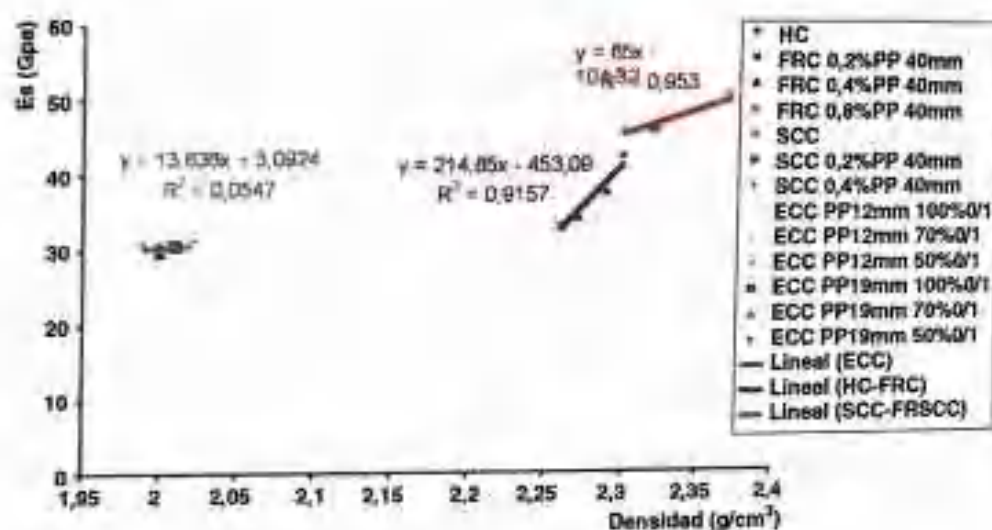


Figura 3.69. Relación módulo de ultrasonidos (E_s)/densidad.

3.8.3. Mecánicos estáticos

3.8.3.1. Estáticos a compresión

En la figura 3.10 se puede apreciar que el hormigón de control presenta unas resistencias características a compresión bastante buenas, que alcanzan a los 7 días una media de 19 MPa. A los 28 días posee unas resistencias de 29 MPa. En principio, ésta fue la resistencia característica para la que se diseñó este hormigón de control, por lo que se puede verificar

que los datos suministrados por el Laboratorio de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Las Palmas de Gran Canaria son correctos.

Las resistencias a compresión varían muy poco con respecto al hormigón de referencia al introducir fibras y crear FRC con nuestros compuestos canarios. En la figura 3.23 se observa que presentan unas buenas resistencias a 7 días: 22,3 MPa para el FRC 0,2% PP 40 mm, 19,4 MPa para el FRC 0,4% PP 40 mm y 18,9 MPa para el FRC 0,8% PP 40 mm. A 28 días también son bastante buenos los resultados, ya que incluso dos de las tres dosificaciones con distintos porcentajes de fracción volumétrica superan las resistencias a compresión del hormigón de control: nos encontramos con unos hormigones de 31,8, 20,5 y 28 MPa para FRC 0,2, 0,4 y 0,8% PP 40 mm respectivamente. Se puede ver que, tanto a 7 como a 28 días, las resistencias descienden según aumenta el porcentaje de fibras. Esto puede ser debido a que el aumento de fibras produce mayor número de huecos.

La resistencia a compresión del SCC supera en 10,4 MPa a la del hormigón de control, con lo que se obtiene una resistencia final de compresión a 28 días de 39,4 MPa. De la figura 3.42 se deduce que en los FRSCC sucede lo mismo, las resistencias son mejores tanto en comparación con el HC como con los FRC. Sin embargo, ocurre lo mismo que con sus homólogos los FRC: a mayor cantidad de fibra la resistencia a compresión disminuye ligeramente. La mejora de estas cualidades mecánicas es producida por las mejoras en las resistencias de la matriz cementicia.

Se realizaron ensayos a 1, 7, 14 y 28 días de los materiales canarios avanzados de matriz cementicia para poder controlar mejor las mejoras mecánicas de estos nuevos materiales. Los resultados se encuentran en las figuras 3.53, 3.54 y 3.55. En la figura 3.55 (donde se encuentran todas las distintas dosificacio-

nes en una misma gráfica) se puede ver que entre 1 y 14 días este material presenta un aumento importante de resistencias, y es entre 14 y 28 días cuando esta resistencia aumenta de forma más reducida. Si se analizan y comparan los resultados entre los ECC con fibras de 12 mm y los de 19 mm, podemos ver en las figuras antes señaladas que los reforzados con fibras de 12 mm presentan un mejor comportamiento a compresión. Esto puede ser debido a que al ser las fibras más pequeñas producen menor número de huecos; además, como comentamos en el apartado 3.8.2.1, estas fibras se dispersan bastante mejor que las de 19 mm. Otro dato importante es que aunque todas las resistencias a compresión se encuentran entre 42,3 MPa (para el ECC PP. 12 mm 100% arena del Sáhara) y 33,1 MPa (para el ECC PP. 12 mm 50% arena del Sáhara), las resistencias -tanto para los ECC de fibras de 12 mm y los de 19 mm- bajan según descende la cantidad de arena del Sáhara en la mezcla. Esta arena del Sáhara es suplida por áridos de mayor tamaño (0/5 y 5/10): debe ser ésta la razón por la que la matriz cementicia disminuye su resistencia.

Si comparamos los resultados obtenidos con las densidades y los módulos de ultrasonidos de los distintos materiales podemos observar diferentes resultados. En la figura 3.70 se ve cómo nos encontramos con tres materiales diferentes. En la parte izquierda vemos que hemos conseguido unos materiales cementicios avanzados con muy buenos resultados a compresión y con una densidad bastante más baja que los FRC y los FRSCC. En el lado derecho de la gráfica se observa que, aunque las densidades del SCC y los FRSCC y del HC y los FRC están más próximas, nos encontramos ante materiales también diferentes. Por un lado unos materiales, los auto-compactos, de mejores resistencias a compresión y mayores densidades, y por el otro los FRC y el hormigón de control, de menores resistencias y densidades.

Si analizamos la figura 3.71, que relaciona la resistencia a compresión con el módulo de ultrasonidos, también se encuentran distintas relaciones entre estos nuevos materiales. Vemos cómo los ECC presentan un bajo módulo (y por lo tanto poca rigidez) y muy buenas resistencias a compresión, sin embargo los autocompactos presentan un alto módulo (y elevada rigidez) y también muy buena resistencia a compresión. No obstante, tanto el hormigón de control como los FRC que se podrían relacionar entre ellos, poseen un módulo ultrasónico más próximo a los autocompactos que a los ECC aunque resistencias a compresión más bajas.

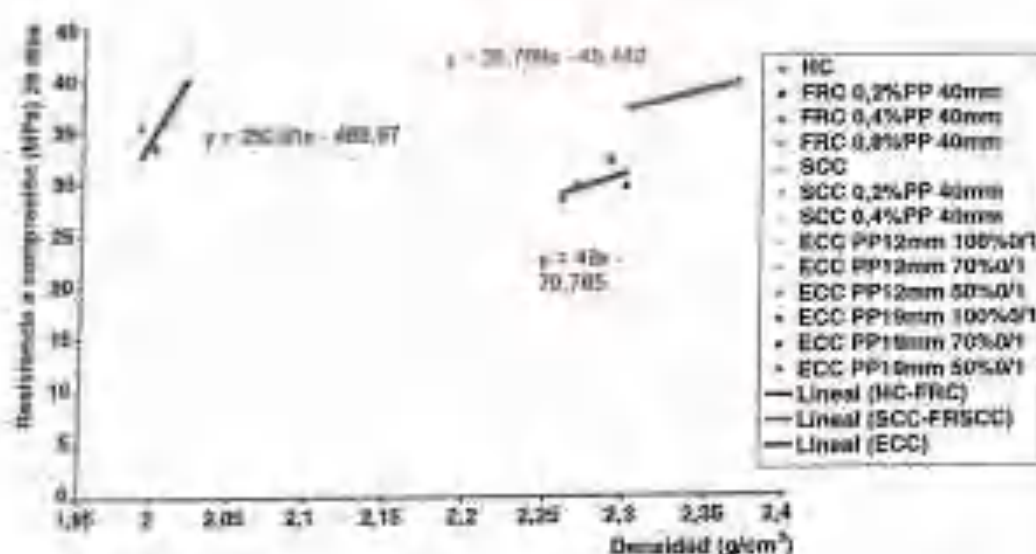


Figura 3.70. Relación resistencia compresión a 28 días (R_c) con la densidad del HC, FRC, SCC, FRSCC y ECC.

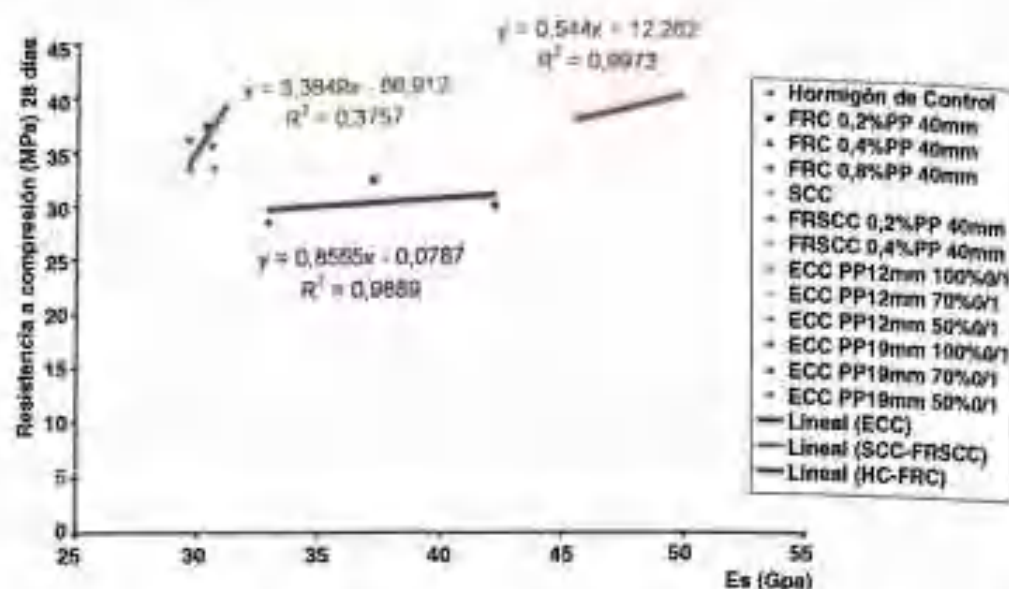


Figura 3.71. Relación resistencia compresión a 28 días (R_c) con el módulo de ultrasonidos (E_s) del HC, FRC, SCC, FRSCC y ECC.

3.8.3.2. Estáticos a tracción indirecta (Brasileño)

Los ensayos de tracción indirecta no han sido demasiado provechosos en comparación con los de compresión o flexión, ya que no se ha podido realizar un control exhaustivo de cómo inciden las fibras en el material por falta de medios técnicos. Por eso sólo se realizaron estos ensayos con el hormigón de control y los FRC con refuerzos de fibras de 0,2, 0,4 y 0,8% en fracción volumétrica. Pese a esto, como dato significativo es importante señalar que cuando se introducen fibras en la matriz, una vez rota la probeta por tracción indirecta las fibras siguen trabajando, y en algunos casos incluso llegan a sobrepasar la resistencia de rotura inicial. Esta circunstancia se da con mayor probabilidad en las mezclas que poseen mayor porcentaje de fibras.

Si se relaciona la resistencia a tracción indirecta con la de compresión de los materiales ensayados se puede deducir

que dicha relación es de un 10% para el hormigón de referencia. Pero cuando se introducen fibras a la matriz cementicia dicha relación no cambia con el porcentaje de fibras del 0,2%, aunque aumenta a mayor número de fibras. La relación llega a un 14% con el porcentaje de 0,8% de fibras de polipropileno de 40 mm (figura 3.72).

Por otro lado, si se relaciona la resistencia a tracción indirecta con el módulo de ultrasonidos (figura 3.73) se puede deducir que, en estos materiales cementicios con refuerzos de fibra, a menor módulo de ultrasonido mayor resistencia a tracción indirecta. Esto puede deberse a que a mayor número de fibras menor módulo de ultrasonidos, y a mayor número de fibras mayor resistencia a tracción indirecta, a causa del aumento de fibras en forma de refuerzo en la matriz.

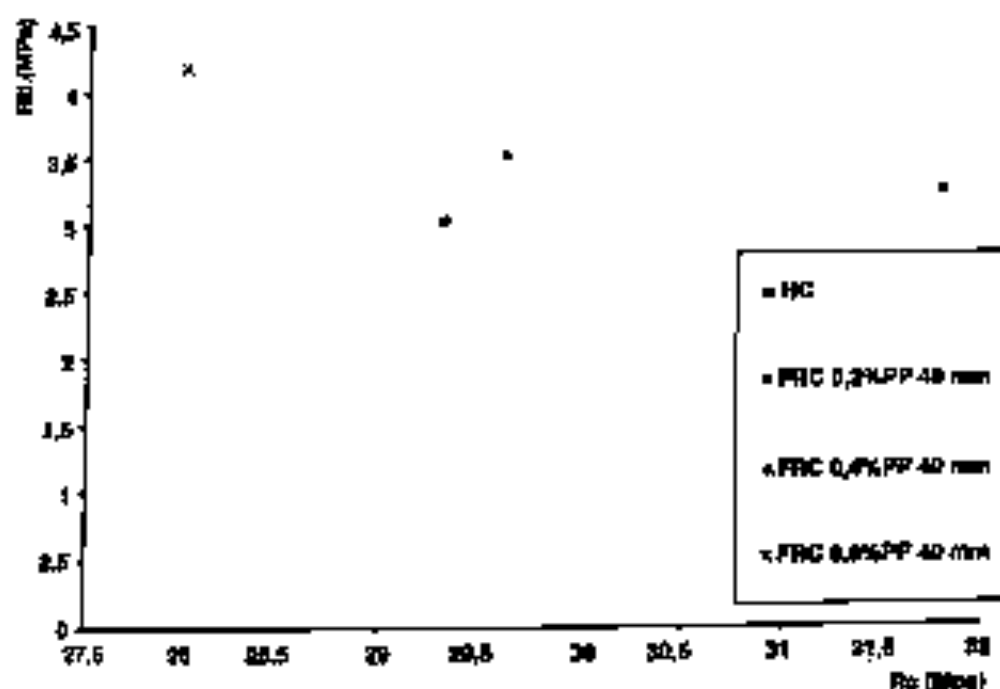


Figura 3.72. Gráfica de relación de resistencia a tracción indirecta con resistencia a compresión.

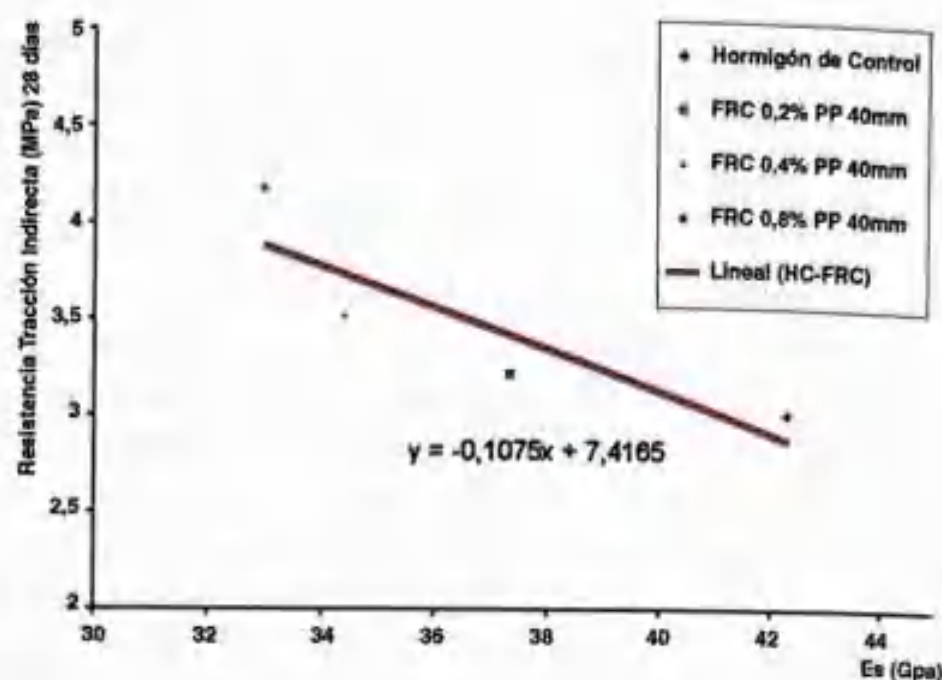


Figura 3.73. Gráfica de relación de resistencia a tracción indirecta con el módulo de ultrasonidos.

3.8.3.3 Estáticos a flexión

Si analizamos los ensayos de carga estática a flexión a 3 y 4 puntos nos encontramos con resultados bastante productivos. En la figura 3.74 podemos observar cómo el hormigón de control (en rojo) muestra una resistencia punta superior a los FRC, sin embargo esta rotura frágil pierde la totalidad de su resistencia una vez que se ha producido la fisura, ya que la interfase del puente de tensiones del material ha sido rota. En cambio en los FRC la resistencia de rotura es menor que en el HC, pero esta rotura tiene la capacidad, una vez iniciada, de presentar una resistencia mientras se deforma y aumenta la fisura. Otro dato importante es que a mayor porcentaje de fibras mayor capacidad del material para resistir

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

ante la deformación (como se puede apreciar en las líneas de color azul de este mismo gráfico). En él, la línea azul claro (de menor resistencia) es la del FRC 0,2% PP, 40 mm, la oscura es la del FRC 0,4% PP, 40 mm y la punteada (con mayor capacidad de resistencia) es la del FRC 0,8% PP, 40 mm.

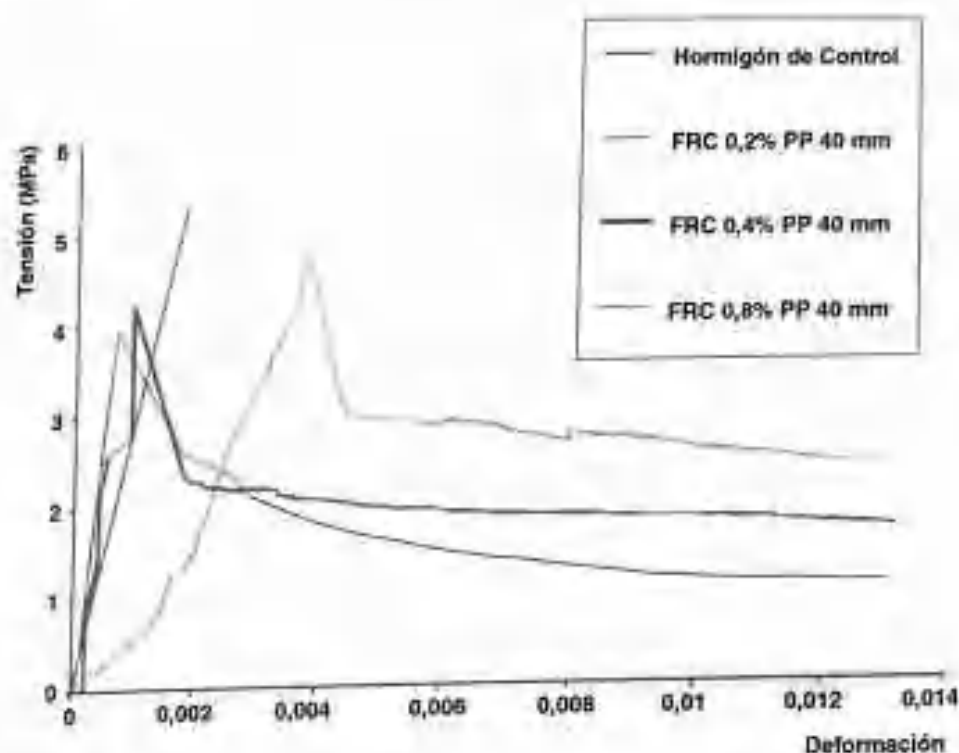


Figura 3.74. Gráficas tensión-deformación de probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm por rotura a flexión a 3 puntos a 28 días del HC, FRC 0,2% PP, 40 mm, FRC 0,4% PP, 40 mm y FRC 0,8% PP, 40 mm.

Si analizamos los ensayos de flexión del SCC y los FRSCC vemos cómo en la figura 3.75 el SCC es un material de comportamiento frágil, al igual que el HC de la figura anterior. Sin embargo cuando a estos materiales cementicios auto-compactos se les incorporan pequeños porcentajes de fibra

también presentan una resistencia residual una vez rota la matriz cementicia.

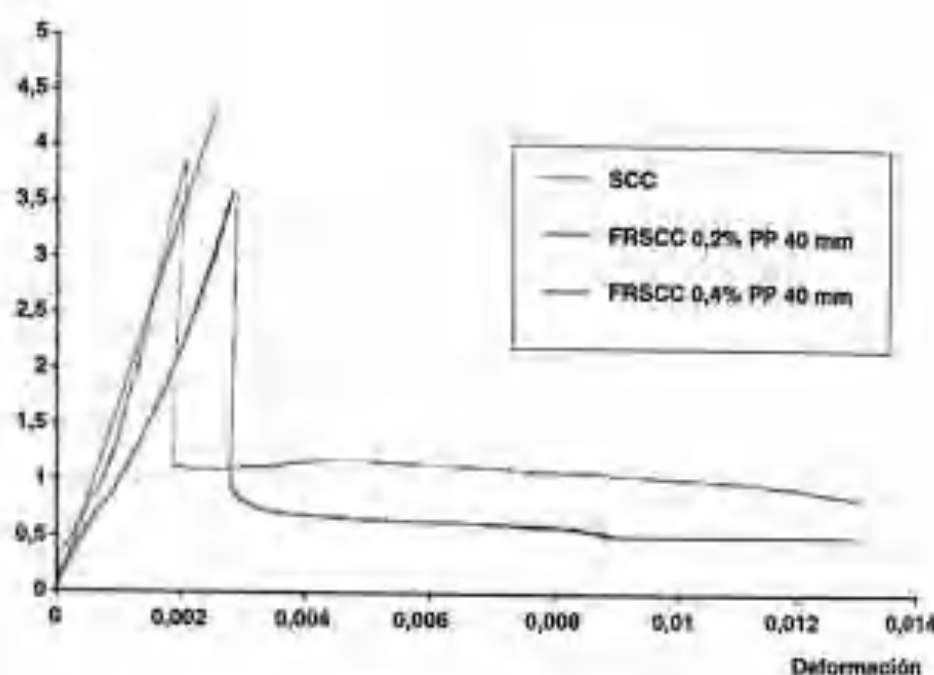


Figura 3.75. Gráficas tensión-deformación de probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm por rotura a flexión a 4 puntos a 28 días del SCC, FRSCC 0,2% PP 40 mm y FRSCC 0,4% PP 40 mm.

En la figura 3.76 podemos observar cómo los SCC y FRSCC poseen una mayor deformación antes de fracturarse la matriz cementicia que el HC y los FRC, y que la matriz posee mayor capacidad mecánica, como sucedió en el ensayo a compresión. No obstante, si analizamos la capacidad mecánica residual que es capaz de soportar la probeta una vez rota para unos mismos porcentajes de fibras, vemos que el FRC 0,2% PP 40 mm posee mayor capacidad mecánica que el

Materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

FRSCC 0,2% PP, 40 mm, lo que se traduce en una mayor tenacidad (se verá con más detalle en el siguiente apartado). Sigue lo mismo con el FRC 0,4% PP, 40 mm y el FRSCC 0,4% PP, 40 mm. Como se trata de la misma fibra, esto podría ser debido a que la unión fibra-matriz del FRC es mejor que la del FRSCC y, por lo tanto, se produciría menores roturas por pull-out o descohesión fibra-matriz.

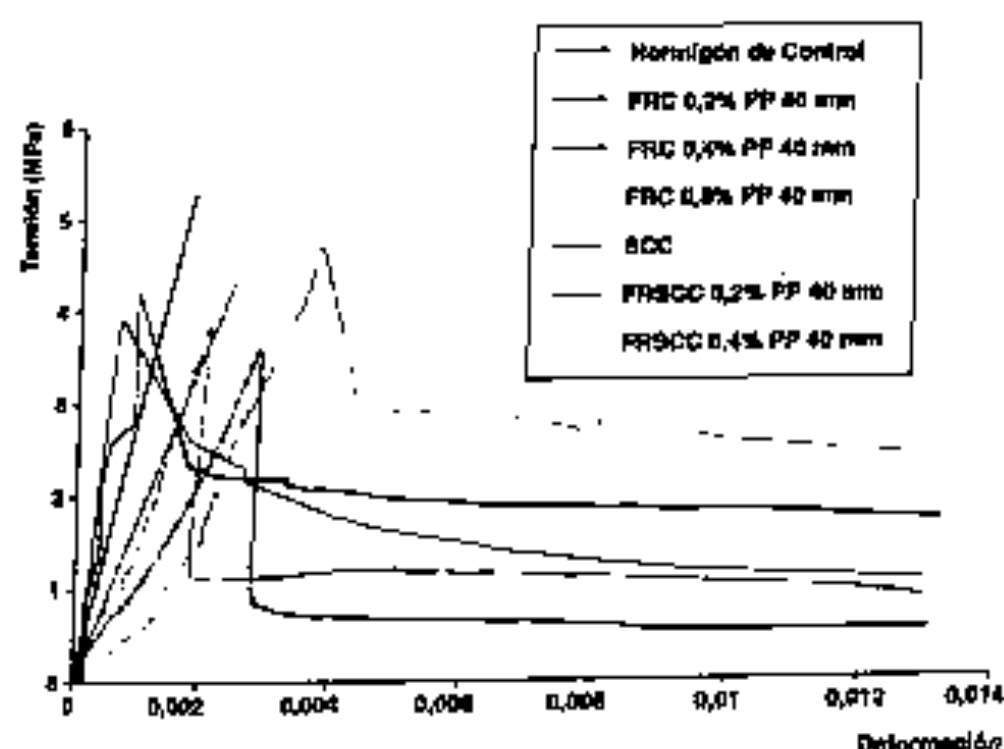


Figura 3.76 Gráficas tensión-deformación de probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm por rotura a flexión a 3 y 4 puntos a 28 días del HC, los FRC, el SCC y los FRSCC.

En la figura 3.77 se superponen las distintas gráficas de tensión-deformación de los materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras (ECC). En ella se

puede apreciar cómo la gráfica de mejor comportamiento y mayor resistencia es la del ECC PP. 12 mm 100% 0/1. En esta gráfica se observa en la parte izquierda que se produce un menor número de fisuras en las proporciones de 100% 0/1, aunque esto se discutirá en el apartado de análisis de la fractura. De momento podemos afirmar que a menor número de fisuras, el comportamiento de tensión-deformación del material y la resistencia máxima son peores. Otro dato destacable de esta figura es que se obtienen mejores capacidades mecánicas en los ECC con refuerzo de PP. de 12 mm que en los de 19 mm.

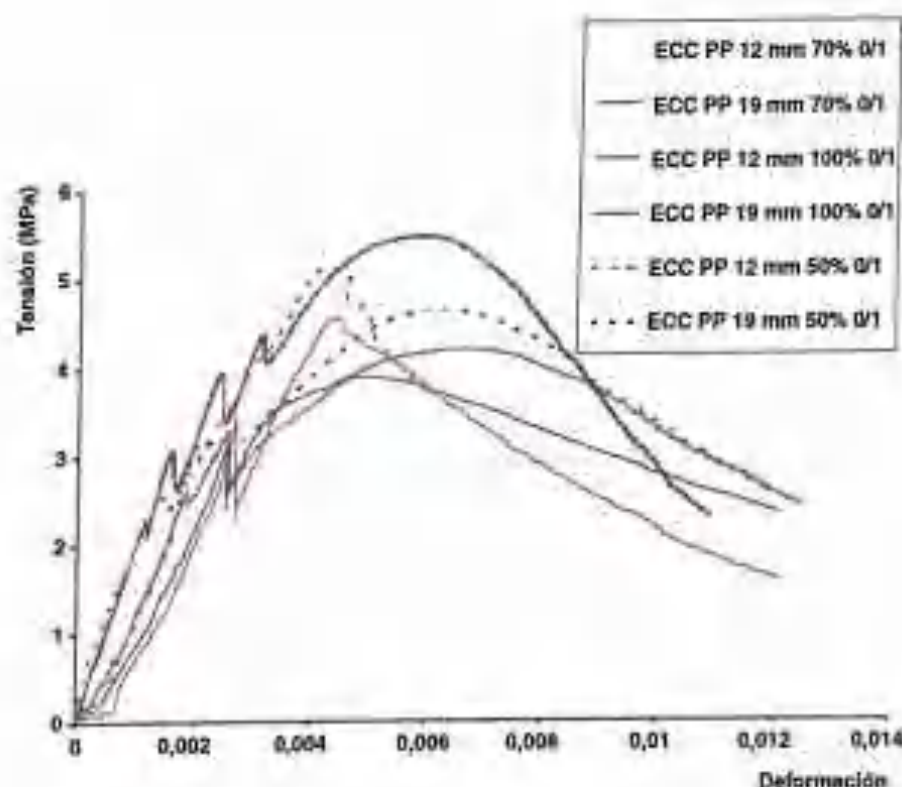


Figura 3.77. Gráficas tensión-deformación de probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm por rotura a flexión a 4 puntos a 28 días de los ECC.

Para terminar de discutir los resultados de este apartado hay que analizar la figura 3.78, que superpone las gráficas de los distintos materiales realizados y ensayados. En esta gráfica podemos ver perfectamente cómo el hormigón de control y el hormigón autocompacto sin refuerzo de fibras presentan un mismo comportamiento frágil y sin resistencia post rotura. Con los FRC y los FRSCC sucede algo diferente, ya que se comportan de manera similar y presentan resistencia post rotura en comparación con el HC y SCC. Sin embargo, si comparamos éstos con los ECC nos encontramos con un comportamiento totalmente diferente, ya que cuando se produce la primera fisura en el ECC, la resistencia no baja de manera importante hasta una resistencia determinada (como sucedía en los FRC y FRSCC), sino que sigue subiendo incluso con múltiples fisuras hasta que llega a un punto en que la resistencia empieza a descender. Este descenso no es pronunciado sin apenas producirse deformación (como en los FRC y FRSCC), sino paulatino, deformándose el material poco a poco. En la gráfica solamente se han superpuesto el ECC PP. 12 mm 70% 0/1, por ser el de mejor comportamiento, y su homólogo el ECC PP. 19 mm 70% 0/1. Esto puede deberse a que, con la misma fracción volumétrica, existe mayor número de fibras trabajando en las probetas de 12 mm que en las de 19 mm.

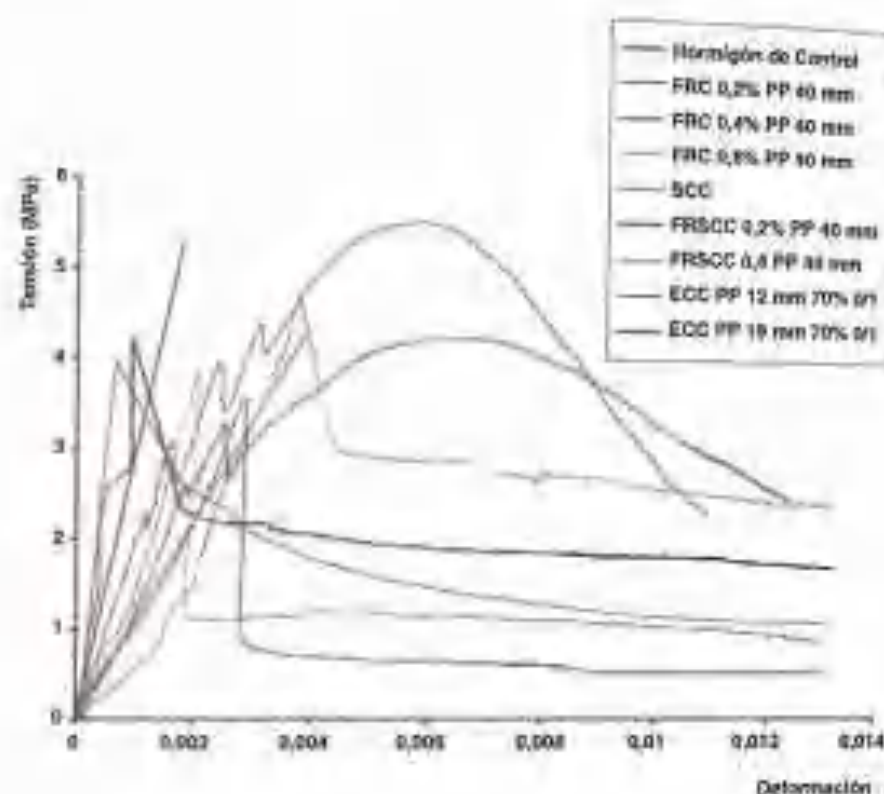


Figura 3.78. Gráficas tensión-deformación de probetas prismáticas de 10 x 10 x 40 cm por rotura a flexión a 3 y 4 puntos a 28 días del HC, los FRC, el SCC, los FRSCC y el ECC PP. 12 mm 70% 0/1 y el ECC PP. 19 mm 70% 0/1.

3.8.3.4. Índices de tenacidad

Los datos de la figura 3.79 indican que el hormigón de control no presenta tenacidad alguna. Pero los FRC presentan unos índices de tenacidad que crecen de forma paulatina entre el índice I5 y el I30. Hay que señalar también que los índices de tenacidad son mayores según el aumento del porcentaje de fibras, por eso los índices de tenacidad del FRC 0,2% PP. 40 mm son menores que los de FRC 0,4% PP. 40 mm y los del FRC 0,8% PP. 40 mm. Esto se debe a que a mayor número de fibras mayor es el refuerzo, por tanto se

Materiales cementos avanzados de matriz resinada reforzados con fibras

puede considerar que mayor es la capacidad para resistir a la deformación en cada uno de los índices.

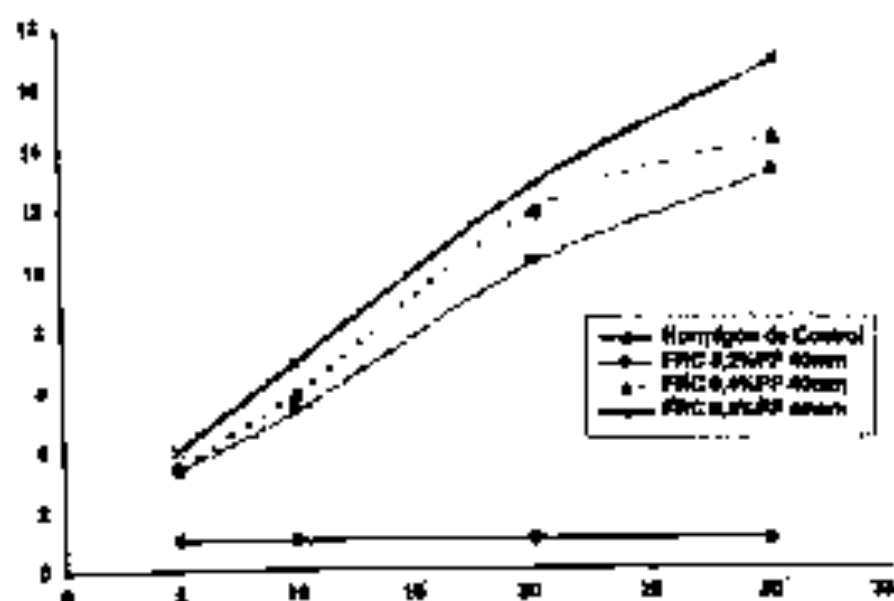


Figura 3.70. Comparación índices de tenacidad (I_2 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) HCF-FRC

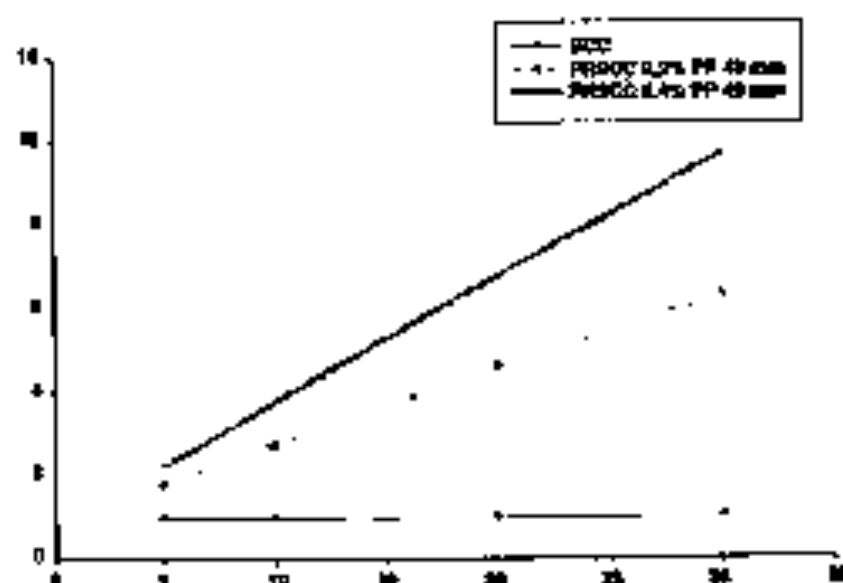


Figura 3.80. Comparación índices de tenacidad (I_2 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) SEC-FRSCG.

En la figura 3.80, si se comparan el SCC con los FRSCC se aprecia que, al igual que el hormigón de control, el hormigón autocompacto sin refuerzo de fibras (SCC) no posee índices de tenacidad superiores a 1; como en el caso anterior esto se debe a la ausencia de energía plástica en la deformación del material. Sin embargo, al introducir las fibras de polipropileno de 40 mm si aparece energía plástica, por lo que mejora el índice de tenacidad. Igual que en el caso de los FRC, estos FRSCC aumentan sus índices de tenacidad con mayor porcentaje de fibras.

Al comparar los índices del FRC y FRSCC (figura 3.81) se puede apreciar que son mayores para los FRC que para los FRSCC. Esto guarda especial relación con lo apuntado en el apartado anterior, ya que al estar utilizando como refuerzo el mismo tipo de fibra en las dos muestras (y las fibras de por si presentan la misma resistencia), la explicación es que la unión fibra-matriz es de peor calidad en los FRSCC que en los FRC.

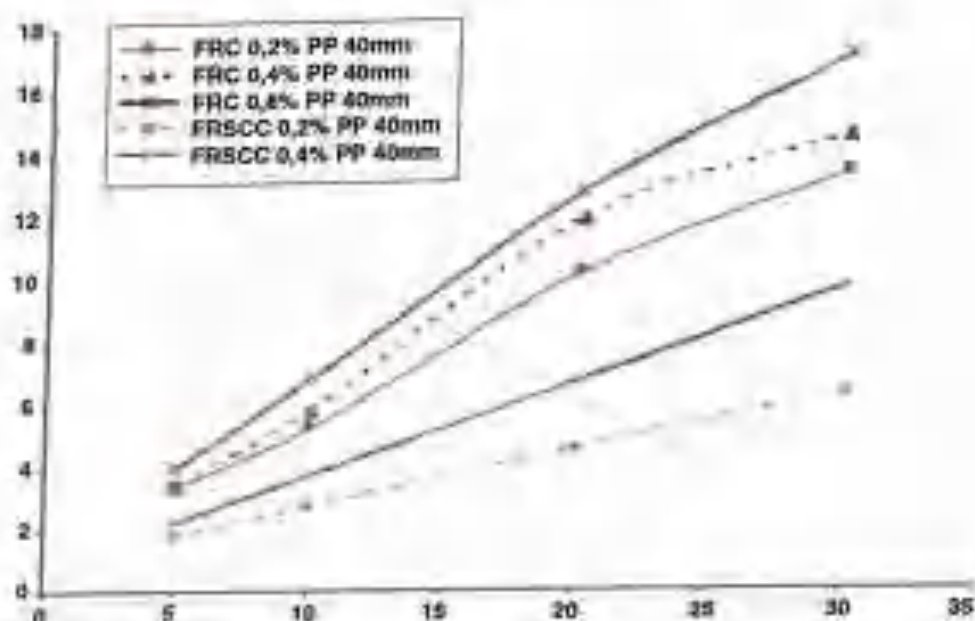


Figura 3.81. Computación índices de tenacidad (I_0 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) FRC-FRSCC.

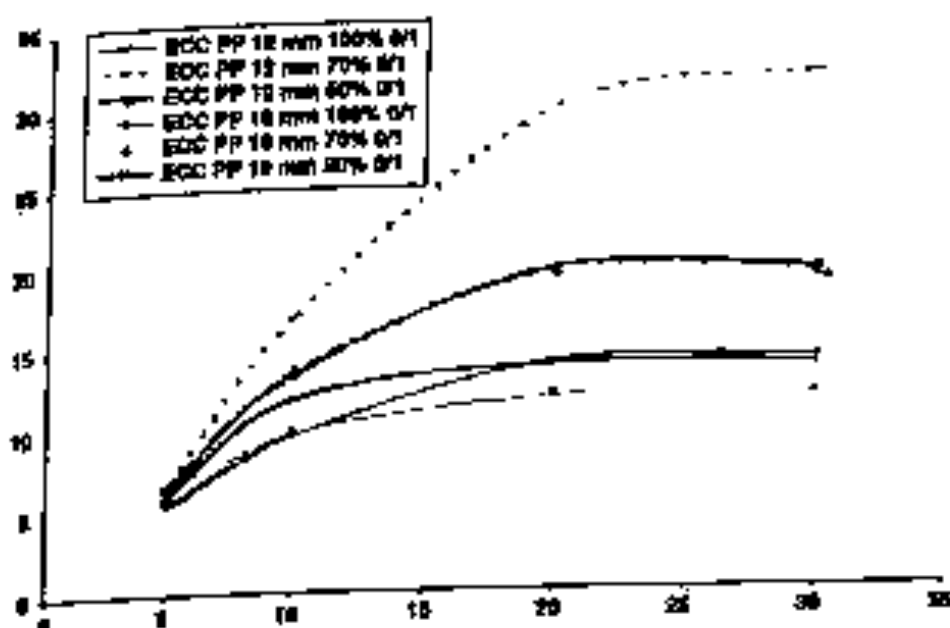


Figura 3.82. Comparación índices de tenacidad (I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) ECC.

Los índices de tenacidad de los ECC con fibras de polipropileno de 12 mm son mayores que los de los reforzados con fibras de 19 mm (siempre y cuando posean el mismo porcentaje de áridos), como se detalla en la figura 3.82. En esta gráfica también se puede ver cómo los índices de tenacidad de los diferentes ECC van creciendo del I_5 al I_{20} , sin embargo a partir del I_{20} las diferencias (hasta alcanzar el I_{30}) no existen o sólo aumentan de forma escasa. Hay que señalar también que los índices de tenacidad (tanto para los ECC de PP. 12 mm como los de PP. 19 mm) son menores en los que se dosificaron con un 100% y un 50% de arena del Sáhara que en los que se dosificaron con un 70%. Para éstos es más adecuado el PP. de 12 mm, porque es el que mayor ductilidad tiene.

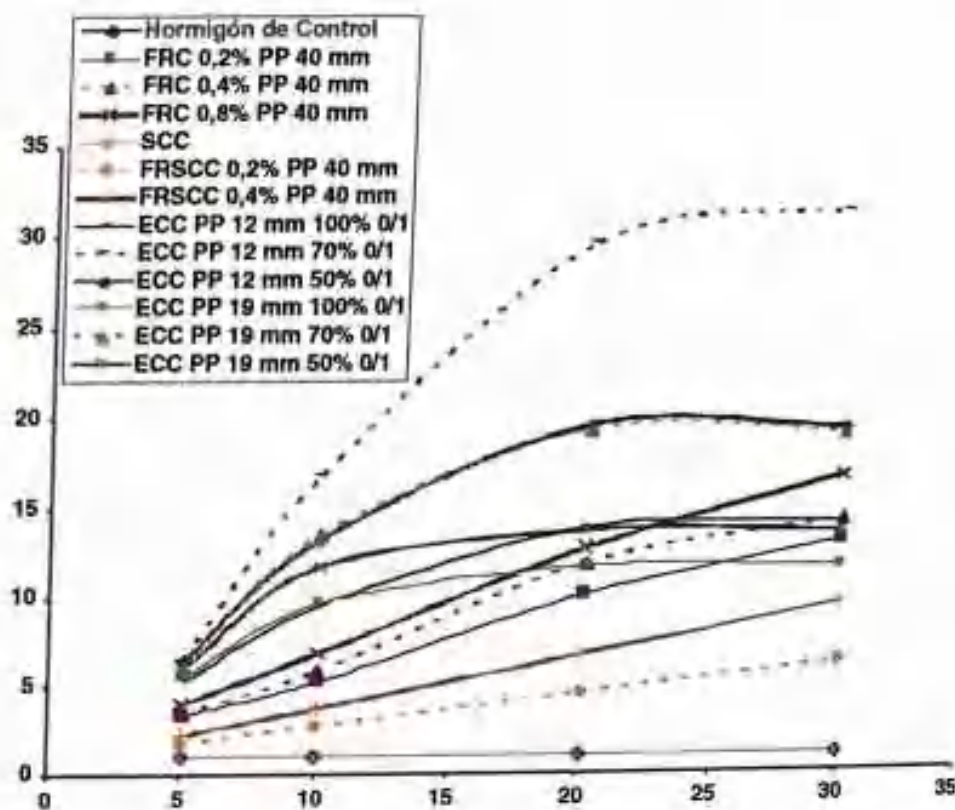


Figura 3.83. Comparación índices de tenacidad (I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30}) HC-FRC-SCC-FRSCC-ECC.

En la figura 3.83 se comparan los índices de tenacidad de todos los materiales. Podemos ver cómo los índices I_5 , I_{10} e I_{20} de los ECC son superiores a los de los FRC y FRSCC, aunque si analizamos el índice I_{30} vemos que el índice del FRC 0,8% PP. 40 mm es superior a los del ECC PP. 19 mm 100% 0/1, ECC PP. 19 mm 50% 0/1 y ECC 12 mm 100% 0/1. Por esto mismo se puede afirmar que la tenacidad, una vez fisurado el material, es muy superior en los ECC mientras se está deformando, pero cuando dicha deformación es superior a la deformación correspondiente al I_{20} , los ECC presentan una peor tenacidad. Cabe apuntar también que todos los ECC presentan índices de tenacidad superiores que los

FRSCC. El material que mayor índice de tenacidad posee (por tanto, el que más ductilidad tiene) es el ECC PP. 12 mm 70% 0/1, como indica la gráfica.

Si comparamos los índices de tenacidad con otros datos (como la densidad, el módulo de ultrasonido o la resistencia máxima a flexión), se pueden analizar de forma más concreta las características de estos materiales.

En la figura 3.84 se aprecia cómo los FRC aumentan su índice de tenacidad cuanto menor sea su densidad. La causa de esto es que la fibra propicia que la densidad baje, aunque aumente la tenacidad. Lo mismo sucede con los FRSCC, y el razonamiento es el mismo. En los ECC se observa que la situación es distinta, ya que unos presentan mejor índice de tenacidad que otros, pese a que todos tienen aproximadamente la misma densidad; en su conjunto nos encontramos con un material menos denso pero más dúctil.

Si comparamos los índices con los módulos de ultrasonidos (figura 3.85) podemos observar que los materiales con mayor módulo -y por lo tanto mayor rigidez- son los que presentan peores resultados de índices de tenacidad, como en el caso de los FRSCC. Sin embargo, los de menor módulo y menor rigidez son los que mejor ductilidad presentan, que es el caso de los ECC; en un punto intermedio se situarían los FRC que tienen mayores módulos que los ECC e índices parecidos en algunos datos. De este análisis se deduce que los ECC poseen poca rigidez y un comportamiento dúctil, por lo que en principio este material va a presentar un gran comportamiento ante cargas dinámicas, aunque eso se discutirá más adelante.

Por último, si relacionamos las resistencias máximas a flexión de los materiales con los índices de tenacidad se aprecia que existen materiales (como los FRC y algunos ECC) con similares resistencias a flexión e índices de tenacidad, sin embargo otros ECC (como el de PP. 12 mm 70% 0/1) presentan

mayor resistencia a flexión e índices de tenacidad. El análisis de manera aislada los ECC muestra que cuanto mayor sea la resistencia máxima de estos materiales mayor será el índice de tenacidad. El dato más negativo de este análisis comparativo es

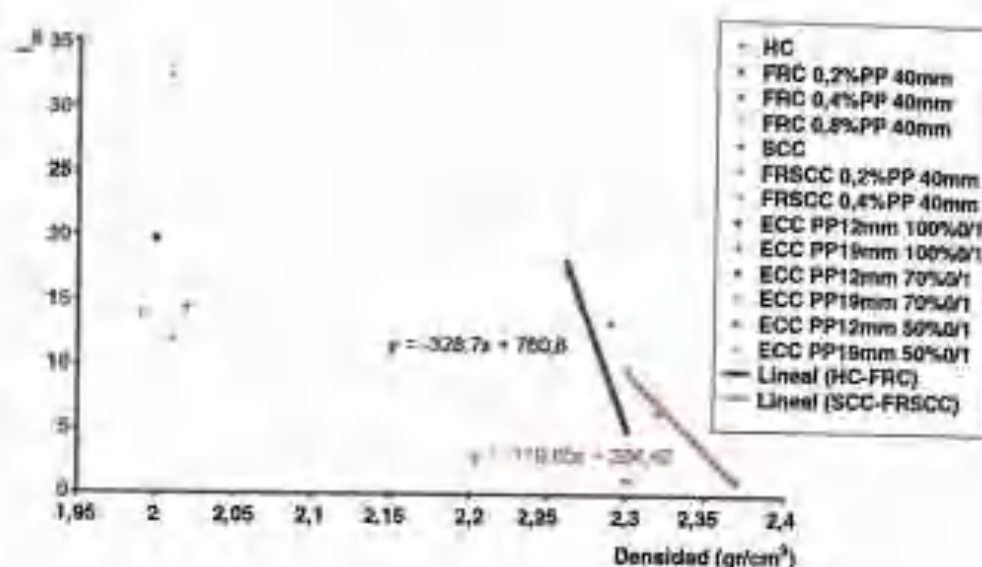


Figura 3.84. Gráfica índices de tenacidad(I_{30})-densidad.

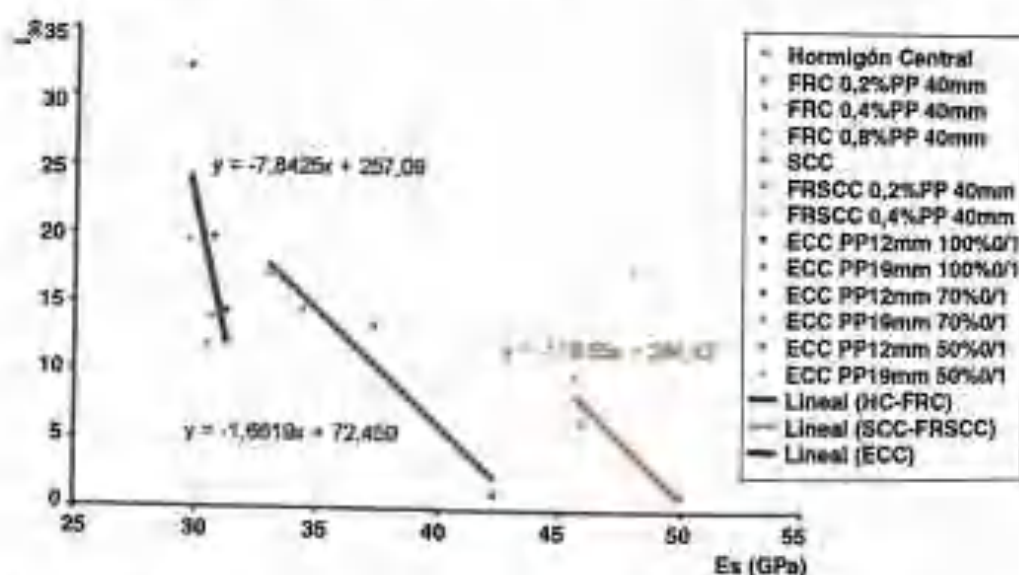


Figura 3.85. Gráfica índices de tenacidad(I_{30})-módulo ultrasomidos.

el de los FRSGC, puesto que son lo que peores resultados mecánicos a flexión poseen, no sólo porque tienen las resistencias a flexión más bajas, sino porque los índices de tenacidad también son los más bajos (ver figura 3.86).

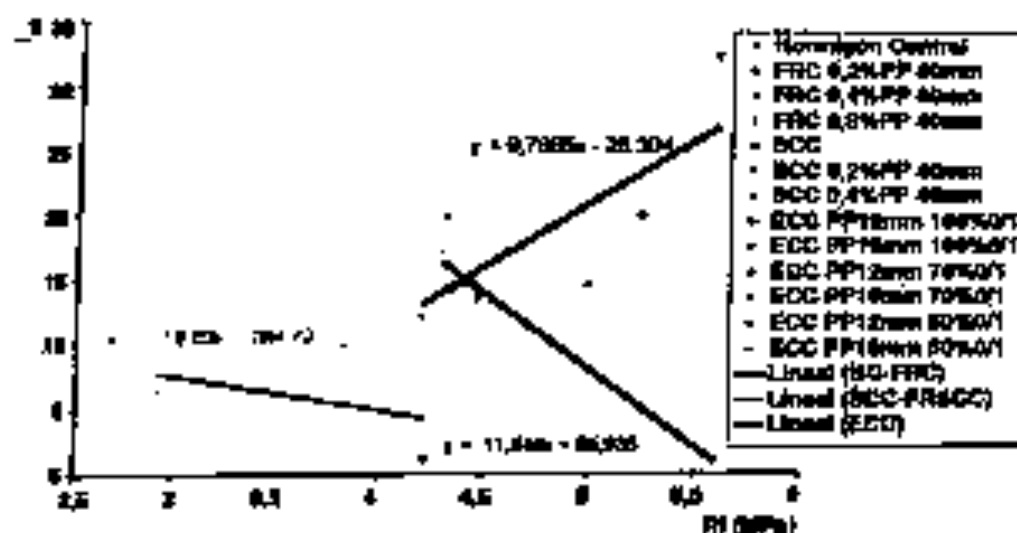


Figura 3.86. Gráfica índices de tenacidad(I_N)-resistencia a flexión.

3.8.3.5. La mecánica de la fractura de los distintos materiales

Como se comentó en el capítulo 2, la predicción de la forma de rotura de los materiales juega un importante papel en el estudio de un material. Ya hemos visto que las formas de rotura de los materiales que se han realizado han sido muy diferentes entre ellas, y los resultados son excelentes para la discusión. Con base en las teorías de la mecánica de la fractura, se intenta dar una explicación a estos comportamientos de rotura de los diferentes materiales en los ensayos de flexión.

En la figura 3.87 se aprecian las tres formas de rotura de los distintos materiales, que explicaremos a continuación:

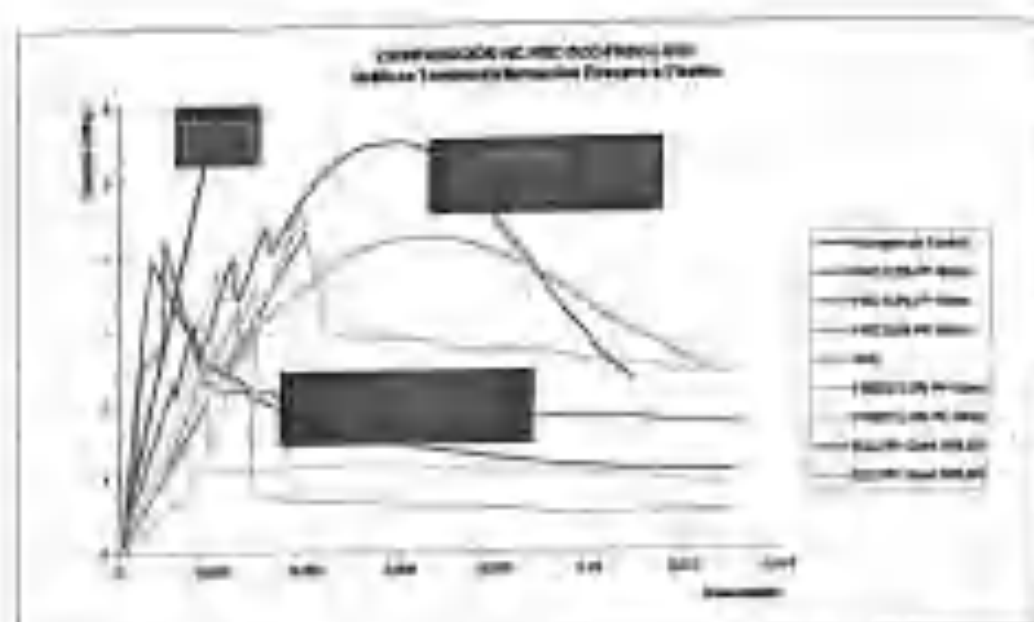


Figura 3.87. Comparación de los distintos comportamientos de rotura del HCS y SCC PRÓLOGO.

Si analizamos la primera forma de rotura (imagen superior izquierda de la figura 3.87) se ve que el hormigón ha fissurado y se ha roto hasta dividir en dos partes la probeta. Este comportamiento se ha visto reflejado tanto en el hormigón de control o de referencia (HC) como en el hormigón autocompacto (SCC).

Esta forma de rotura está causada por la rotura del puente de tensiones de la matriz cementicia. En la figura 3.88 se observa cómo los cuatro puntos que hemos apuntado del proceso de rotura (A, B, C, D) se concentran en un único punto que se produce en un intervalo de tiempo muy corto.

El punto A, instante en que la matriz cementicia pierde su capacidad mecánica a causa de la rotura del puente de tensiones en un plano determinado, con la aparición de una fisura, se explica gráficamente en la figura A y en la circunferencia izquierda de la imagen 3.88. Se ve claramente que en la parte de mayor tensión de la probeta (correspondiente a la parte inferior central) se produce la rotura del puente de tensiones.

En los puntos B y C se aprecia que dicha rotura o fisura va en aumento, con la correspondiente pérdida total de las capacidades mecánicas. Esto sucede porque la probeta no encuentra ningún tipo de resistencia a su rotura, y todos sus puentes de tensiones se rompen en forma de cremallera (como se puede ver en la circunferencia inferior derecha de la misma figura).

En el punto D se produce el colapso, puesto que desaparecen y se destruyen todos los puentes de tensiones existentes en la matriz cementicia. En este caso nos encontramos (como ya se ha comentado en múltiples puntos anteriores) ante un comportamiento frágil del material, ya que no presenta ningún tipo de deformación plástica y su rotura inmediata se produce una vez finalizada su capacidad elástica por una superación de la tensión admisible por su puente de tensiones máximo.

Si volvemos a la segunda forma de rotura ilustrada en la figura 3.87 (parte inferior de la imagen) se puede ver que se trata de una fisura o rotura única, sin embargo su comportamiento y su forma de rotura es completamente diferente a la anterior. Esta forma de rotura es la propia de los FRC y FRSCC.

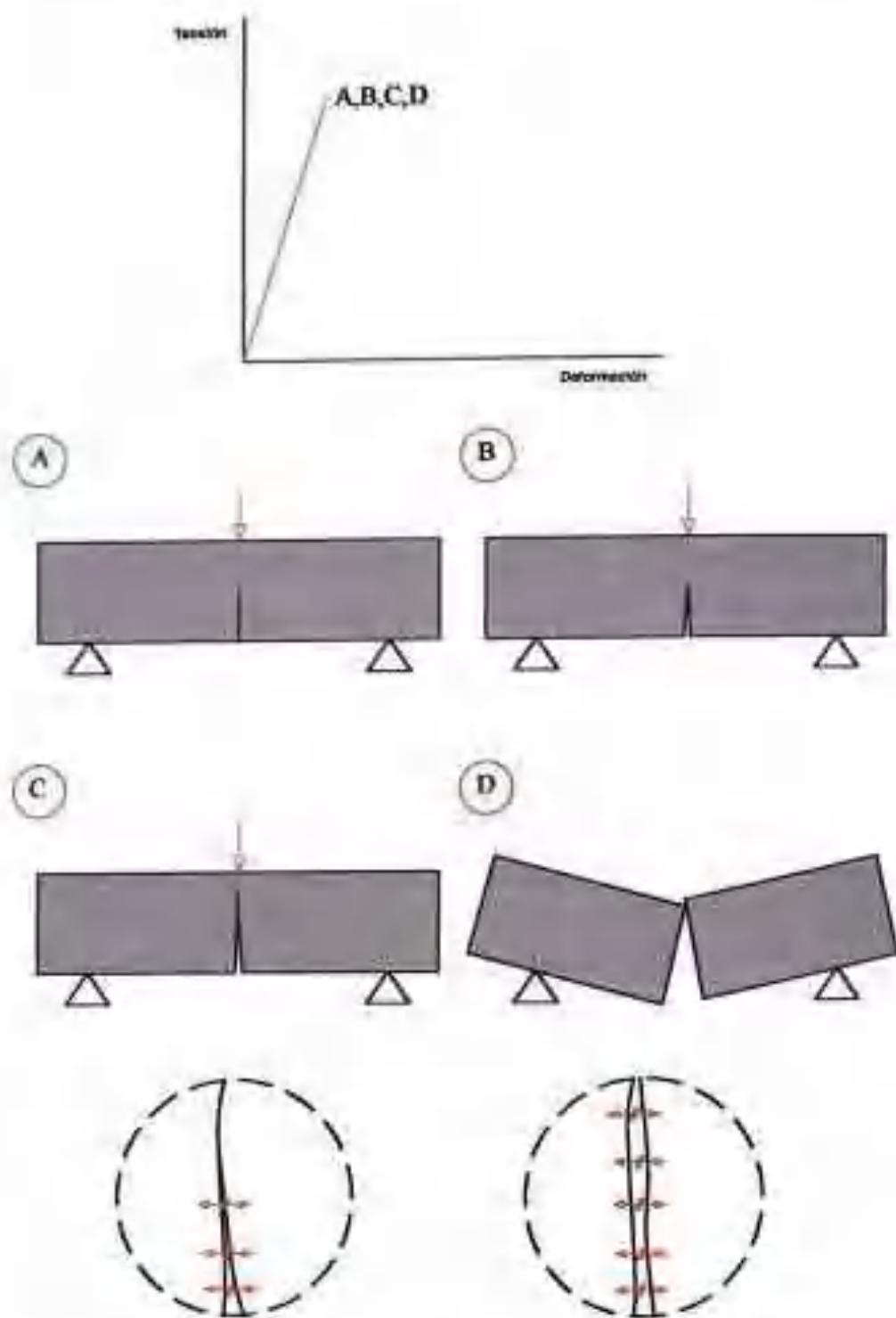


Figura 3.88. Forma de rotura del HC y el SCC.

En la figura 3.89 se aprecian cuatro puntos de comportamiento diferentes en el proceso de rotura. El punto A representa justo el momento en el que el puente de tensiones de la matriz cementicia se rompe porque la tensión es superior a la que es capaz de soportar y, por lo tanto, desaparece la resistencia del material ante la carga aplicada. Sin embargo estos materiales poseen fibras por lo que, a diferencia con la rotura del HC y el SCC, una vez que se rompe el puente de tensiones de la matriz las fibras empiezan a trabajar y forman un nuevo puente de tensiones (ver figura 2.11). El punto en que comienzan a trabajar dichas fibras para formar un nuevo puente de tensiones a través del plano de rotura es el punto B. En este punto se aprecia que el nuevo puente de tensiones no es capaz de resistir la tensión que resistía el puente de tensiones original de la matriz cementicia, por lo que la resistencia descende a medida que se deteriora dicho puente de tensiones.

Principalmente, las formas de deterioro del nuevo puente de tensiones son dos. La primera consiste en que las fibras se van partiendo porque, por agotamiento, se supera la tensión máxima que podían resistir. La segunda es causada por la ruptura de la unión fibra-matriz; esta última forma de pérdida de capacidad es más conocida como *pull-out*. Entre la matriz y las fibras se produce un anclaje mediante nuevos puentes de tensiones, y cuando estos puentes superan su tensión admisible la fibra se suelta y deja de trabajar. Este fenómeno de *pull-out* se da principalmente porque el anclaje de la fibra no posee la necesaria longitud para poder formar un puente de tensiones suficiente, que pueda soportar la tensión a la que se ve sometido.

Todos estos fenómenos suceden en los puntos C y D. En el C se aprecia cómo en la parte inferior se han roto o se han soltado por *pull-out* las fibras inferiores, que son las sometidas a mayor tensión. En el D sucede lo mismo pero con las fibras

siguientes, como si se produjese un efecto cremallera (igual que en el caso anterior).

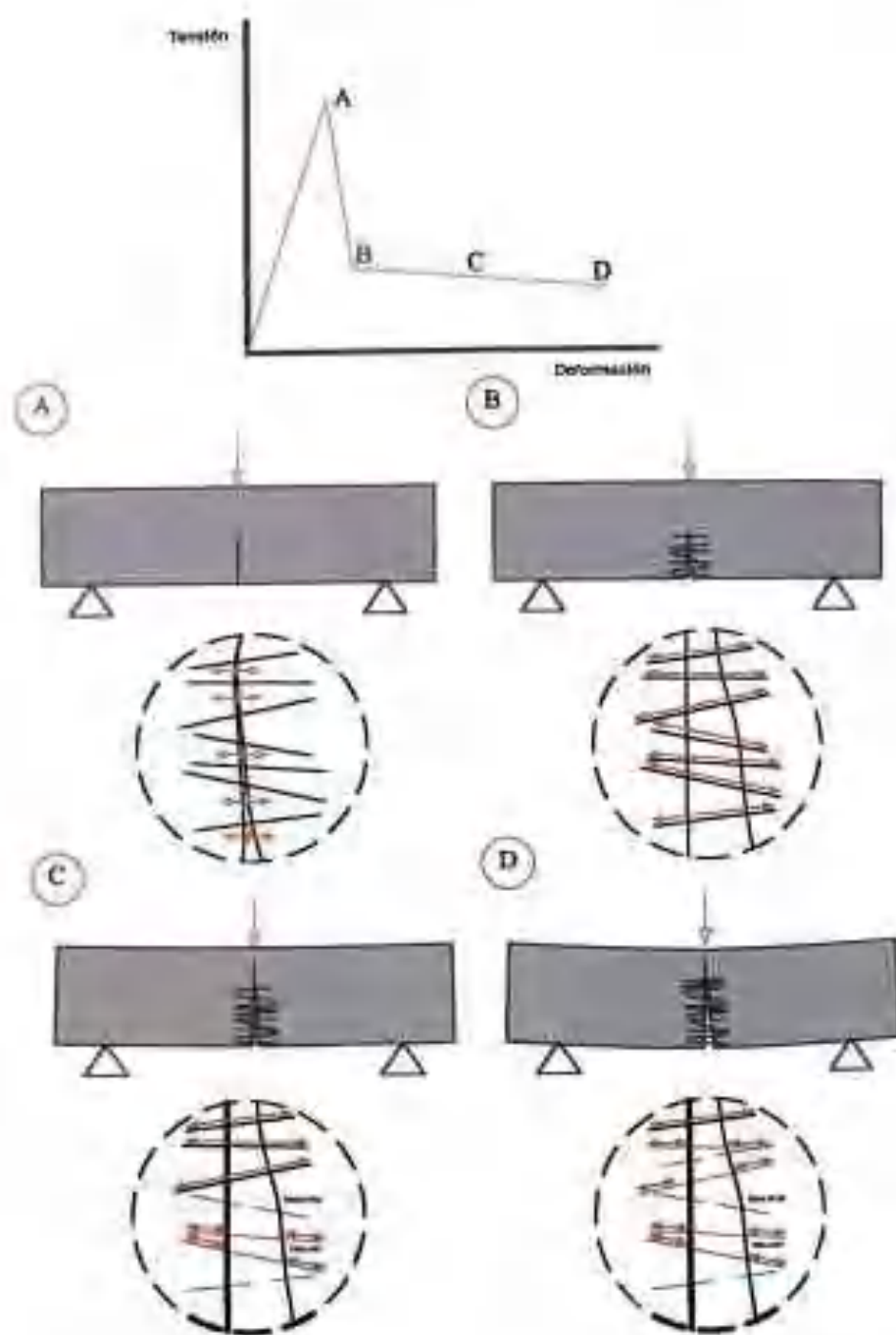


Figura 3.89. Forma de rotura del FRC y FRSCC.

La tercera y última forma de rotura que se aprecia en la figura 3.87 es la de los materiales cementicios avanzados reforzados con fibras (imagen superior derecha). Esta forma de rotura de los ECC es muy diferente a las anteriores, porque no se produce una única fisura sino que nos encontramos ante un fenómeno de multi-crack, y porque una vez que el material empieza a fisurarse es capaz de seguir aumentando su resistencia.

En el punto A de la figura 3.90 se observa que una vez producida la primera fisura se produce una leve caída de resistencia, pero enseguida ésta empieza a subir. Esta pérdida de resistencia está motivada por la rotura del puente de tensiones de la matriz cementicia, pero es tan elevada la cantidad de fibras que en cuanto la sumatoria de todas ellas empieza a trabajar produce un nuevo plano de puente de tensiones, y es capaz de soportar mayor resistencia que cuando se fisuró la probeta.

Este nuevo puente de tensiones de fibras puede transmitir las tensiones a lo largo de la longitud de la probeta, lo que hace que se produzcan nuevas roturas de los puentes de tensiones de la matriz cementicia (puntos B, B' y B'' de la figura).

En el momento que la tensión de los puentes de tensiones de las fibras no es superior a la de la matriz cementicia, y dicho puente no es capaz de seguir transmitiendo tensiones, finaliza el proceso de multi-crack o multi-fisuración. Justo en ese momento empieza el tercer punto, el C, en el que una de las fisuras es localizada y empieza a descender la resistencia del material según dicha fisura aumenta. Las causas del deterioro de esta fisura son las mismas que en el caso de los FRC y FRSCC: *pull-out* o rotura de las fibras. Llega un momento en que se sigue deteriorando de forma paulatina la fisura, hasta llegar al punto D, donde la resistencia es muy baja.

Otro dato a tener en cuenta es que en este fenómeno de multi-fisuración las probetas de 7 días se multi-fisuran bastante más que las de 28 (ver figuras 3.62, 3.63 y 3.64). La explicación de este hecho es sencilla; la matriz cementicia del material es de menor resistencia a 7 días que a 28, por lo que la redistribución de tensiones que producen las fibras es capaz de romper el puente de tensiones de la matriz cementicia por mayor número de puentes. Nuestra teoría es constatada y explicada con el hecho de que el ECC 12 mm de 100% arena del Sáhara 0/1 (que presentaba la mayor resistencia característica a compresión) presenta un comportamiento dúctil a 28 días, pero en menor medida que el resto de tipos. Esto se explica mediante nuestra hipótesis, ya que sólo se produjo una única fisura que, aunque capaz de redistribuir las tensiones producidas por la rotura del puente de tensiones de la matriz cementicia, no fue capaz de superar la rotura de otros puentes de tensiones en otros puntos de la probeta, por lo que no se produjeron más fisuras y la única fisura se localizó, de modo que perdió capacidad mecánica de manera gradual mientras se deformaba.

Por último, hay que anotar que el comportamiento de rotura por multi-crack ha sido mejor en los ECC de PP 12 mm que los de 19 mm. Esto se debe a que, aunque la fracción volumétrica de las fibras es la misma, el tamaño de las fibras es distinto, por lo tanto en el plano de rotura de los ECC de 12 mm hay un mayor número de fibras, y éstas son capaces de producir mayor número de nuevas fisuras por transmisión de tensiones. Este resultado nos certifica que la longitud de 12 mm es suficiente para el anclaje necesario de las fibras en estos nuevos materiales, si no fuera así los resultados hubieran sido de peores resistencias porque se hubieran producido mayor número de fenómenos de *pull-out* en los puentes fibra-matriz (ver tablas 3.122 y 3.123).

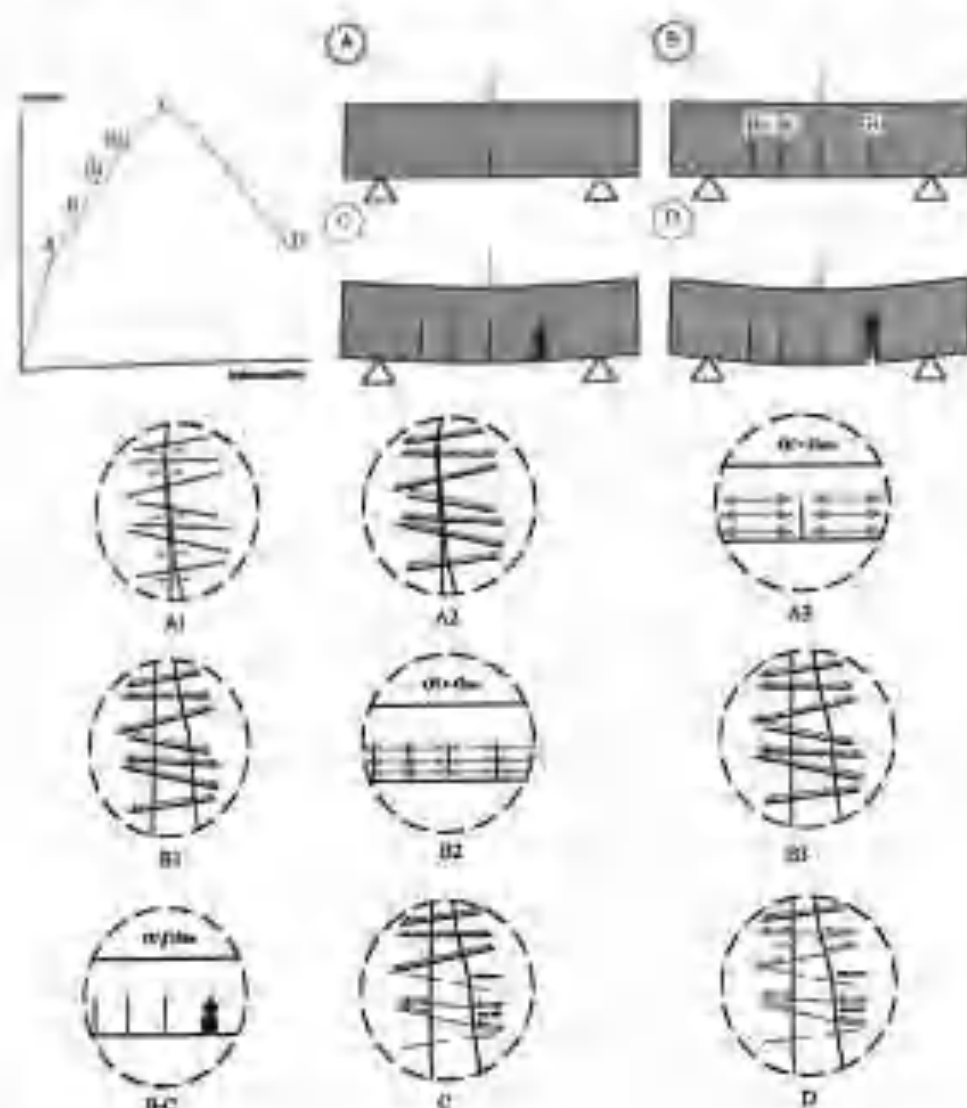


Figura 3.90 Relación amortiguamiento-frecuencia del HC-FRC-SCC-FRSCC-ECC.

3.8.4. Mecánicas dinámicas

Los materiales empleados para la realización de los ensayos dinámicos han sido el hormigón de control, los FRC 0,2%, 0,4% y 0,8% y el ECC PP. 12 min 70% 0/1. No se han realizado ensayos de los SCC y FRSCC y el resto de ECC porque se

obtuvieron peores resultados que en los de los materiales escogidos para estudiarlos dinámicamente, como se ha visto en los apartados de los ensayos mecánicos estáticos. El hormigón de control sí se ha ensayado porque es el que sirve como referencia, aunque evidentemente presenta peores prestaciones estáticas que el resto de los materiales.

Según los resultados obtenidos, la respuesta ante un comportamiento dinámico de cada uno de los materiales ensayados es totalmente diferente. Como se aprecia en la figura 3.91 el hormigón de control es el que presenta peores resultados de amortiguamiento; los mejores resultados son los del ECC.

Sólo se pudieron realizar ensayos a 0,25 Hz y 0,33 Hz, ya que la máquina en el primer ciclo de arranque no se ajustaba bien a 0,5 Hz, por lo que aumentaba demasiado la carga y, al ser un material más rígido y de peores resistencias que el resto, éste fracturaba. Por esta es razón no aparece en la gráfica la línea potencial de forma continua, ya que faltaría el punto a 0,5 Hz (que se ha puesto de forma estimada). Si se analiza dicho material vemos que su amortiguamiento es sólo de un 4,62% para 0,25Hz y éste baja hasta 4,15% cuando se sube la frecuencia a 0,33 Hz.

El comportamiento de los FRC varía de forma importante con respecto al hormigón de control. En primer lugar, los porcentajes de amortiguamiento aumentan de forma considerable con el pequeño porcentaje de fracción volumétrica de fibras de PP. 40 mm de 0,2%, de modo que alcanzan un 10% más de amortiguamiento (14,76%) para 0,25 Hz en comparación con el hormigón de control. Sin embargo, para estas fracción volumétrica los amortiguamientos van bajando según aumenta la frecuencia, pero no de forma significativa. Se aprecia claramente cómo con las fracciones volumétricas de 0,4% y 0,8% los amortiguamientos van en aumento y se

Materiales concurios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras encuentran mayores diferencias entre las distintas frecuencias, con un amortiguamiento del 25,86% el FRC 0,8% PP. 40 mm para 0,25 Hz.

Los mejores resultados los vemos en la línea de color verde, que corresponde al ECC PP. 12 mm 70% 0/1; En ella se aprecia que para 0,25 Hz se alcanza un 33,87% de amortiguamiento; éste desciende hasta 22,23% para 0,33 Hz, pero sigue siendo muy superior al 16,53% del FRC 0,8% PP. 40 mm, que fue el de mayor amortiguamiento para esta frecuencia (a excepción de este material cementicio avanzado con refuerzo de fibras de polipropileno). La diferencia se reduce de forma considerable para la frecuencia de 0,5 Hz, que es similar a la del FRC 0,8% PP. 40 mm.

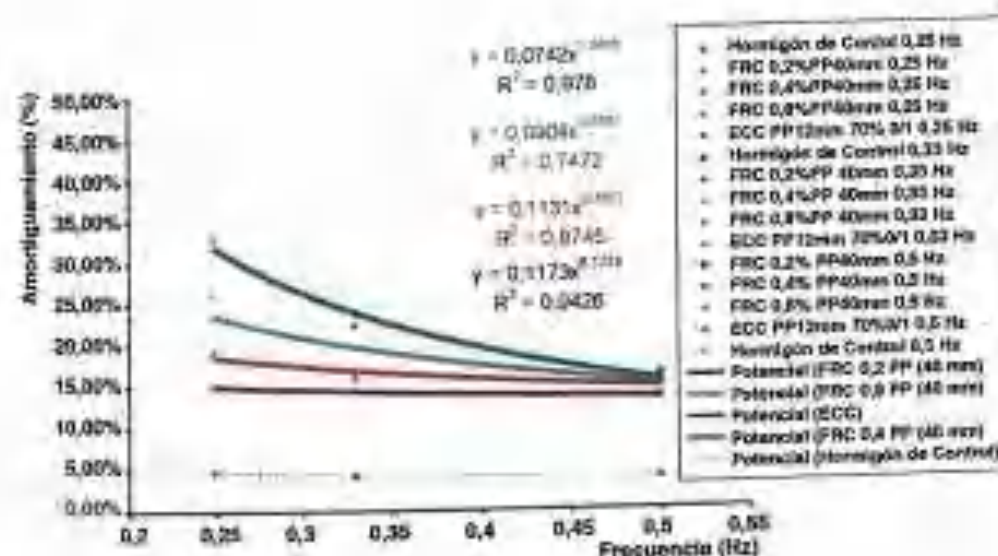


Figura 3.91. Relación amortiguamiento-frecuencia del HC-FRC-SCC-FRSCC-ECC.

Si relacionamos los resultados de estos ensayos dinámicos con otros datos obtenidos en ensayos anteriores podremos analizar y discutir de forma más precisa los resultados obtenidos. En la figura 3.92 se relacionan los datos de la densidad de estos materiales con los de amortiguamiento. Según esta figura, a menor densidad de los ECC mayor es el amortiguamiento, el hormigón de control es el que peor amortiguamiento tiene (pese a ser el material con mayor densidad de los tres), y los FRC y el ECC con menores densidades presentan mejores amortiguamientos. Sin embargo, existen una gran cantidad de puntos en el FRC, y por tratarse del mismo material pero con distintas cantidades de fibras, sería conveniente analizarlo de manera independiente.

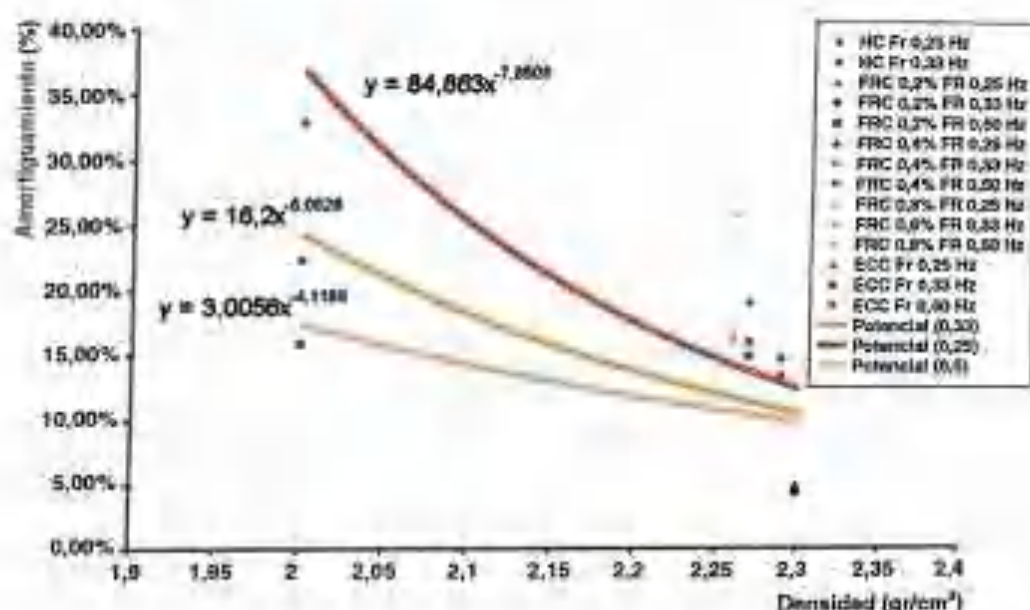


Figura 3.92. Relación amortiguamiento-densidad HC-FRC-ECC.

En la figura 3.93 se relacionan los datos de amortiguamiento y densidad para los distintos FRC; en ella podemos ver claramente que si analizamos de forma parcial este material, a menor densidad poseemos unos mejores comportamientos de amortiguamiento. Este dato está relacionado con el de porcentaje en fracción volumétrica de fibra, puesto que a mayor porcentaje de fibras menor es la densidad del material (como se vio en apartados anteriores). Si se estudia la figura 3.94 se aprecia claramente cómo a mayor porcentaje de fibras mejores resultados de amortiguamiento, por lo tanto el material es menos rígido. De esta figura también se puede deducir que las mejoras de amortiguamiento se multiplican de forma exponencial a mayor cantidad de fibras, de modo que es mucho mayor la diferencia de amortiguamiento entre el FRC con un 0,8% y un 0,4% que entre un 0,2% y un 0,4%.

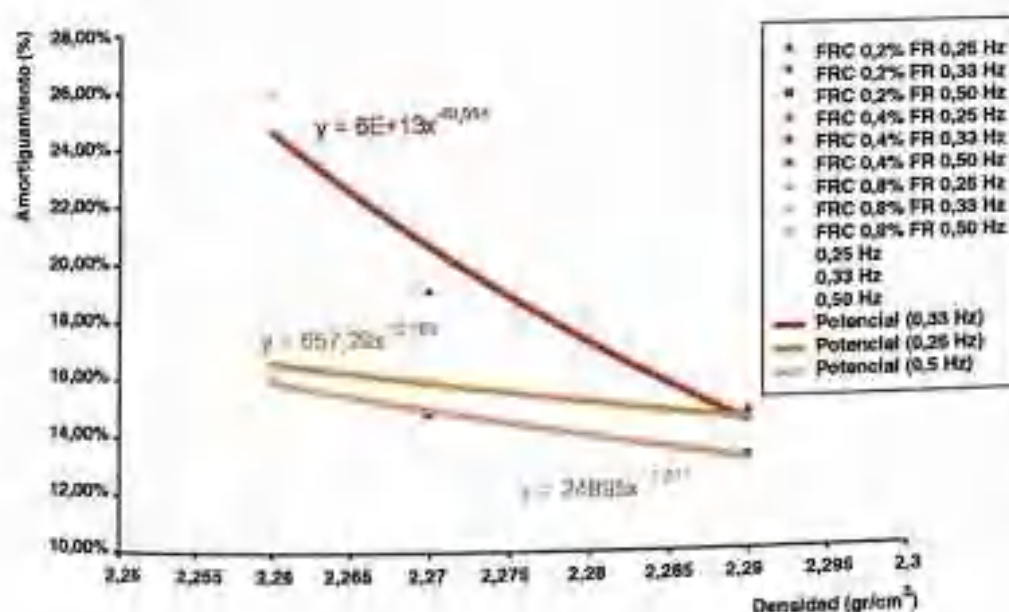


Figura 3.93. Relación amortiguamiento-densidad FRC.

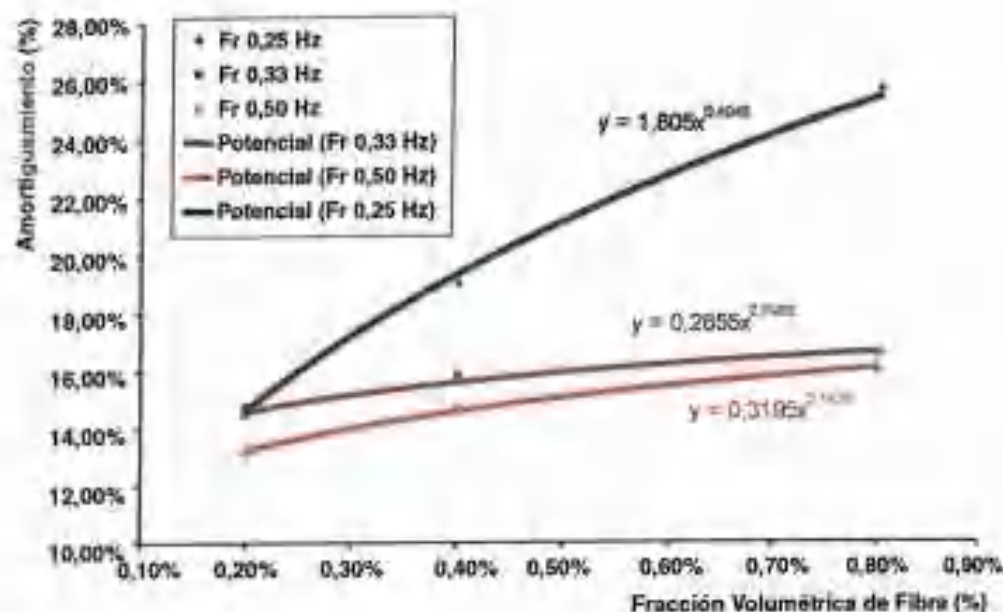


Figura 3.94. Relación amortiguamiento-fracción volumétrica de fibras del FRC.

Si se analizan los resultados de amortiguamiento con los de los ensayos de ultrasonidos (figura 3.95) también se observa que a menor módulo ultrasónico mejores resultados de amortiguamiento. Esto guarda una relación importante con la relación anterior, ya que a menor densidad menor es el módulo en estos materiales, como vimos anteriormente, y a mayor densidad menor también es la densidad.

En la figura 3.96 se comparan únicamente los resultados obtenidos en los FRC, en ella podemos ver también cómo a menor módulo de ultrasonidos mejor es el amortiguamiento en todas las frecuencias.

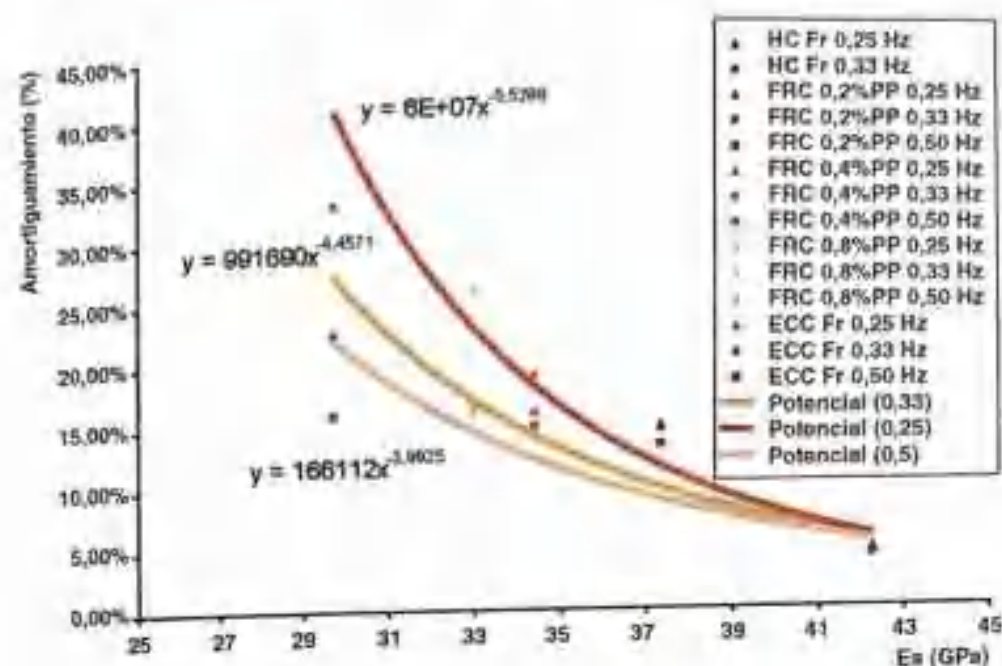


Figura 3.95. Relación amortiguamiento-módulo de ultrasonidos del HC-FRC-ECC.

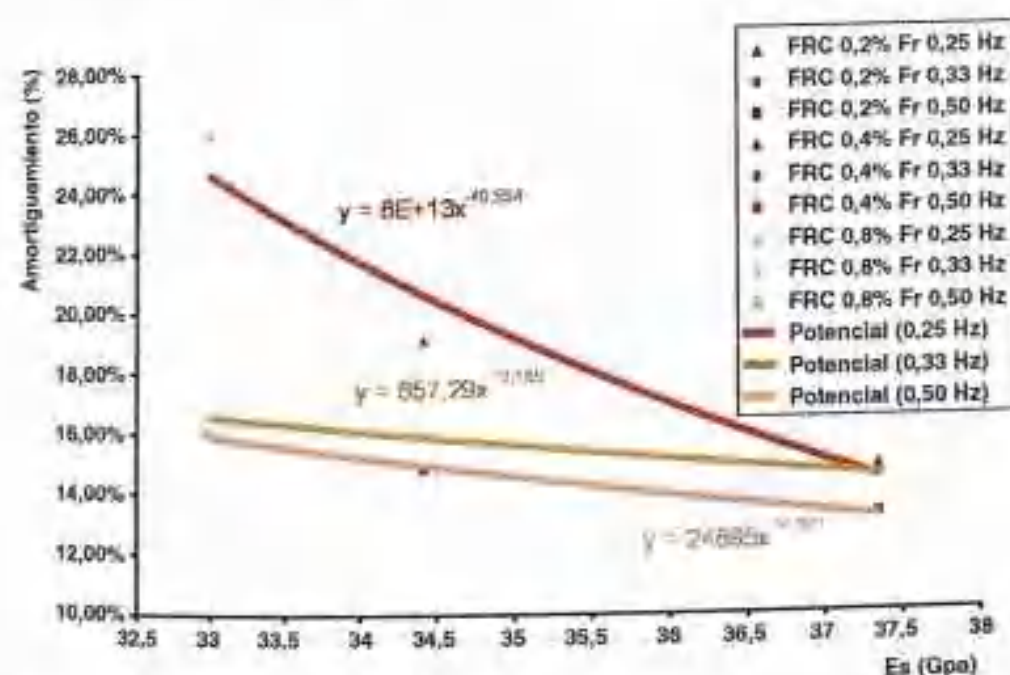


Figura 3.96. Relación amortiguamiento-módulo de ultrasonidos FRC.

En la relación de los datos de amortiguamiento con las resistencias máximas a flexión de los materiales se observa que existen tres materiales totalmente diferentes con datos distintos (figura 3.97). El hormigón de control tiene un mal amortiguamiento, aunque posea una buena resistencia a flexión; el ECC, con aproximadamente la misma resistencia máxima a flexión, posee unos amortiguamientos muchísimo mejores. Los FRC presentan distintos resultados puesto que tienen unas resistencias máximas peores que el hormigón de control y los ECC, sin embargo los amortiguamientos se encuentran entre los resultados del ECC PP. 12 mm 70% 0/1 y el hormigón de referencia.

En la figura 3.98 se constata que a menor resistencia máxima de los FRC mayor es el amortiguamiento. Esto sucede porque a mayor porcentaje de fibras menor resistencia máxima a flexión (lo vimos anteriormente), sin embargo a mayor cantidad de fibras mayor es el amortiguamiento (ver figura 3.94).

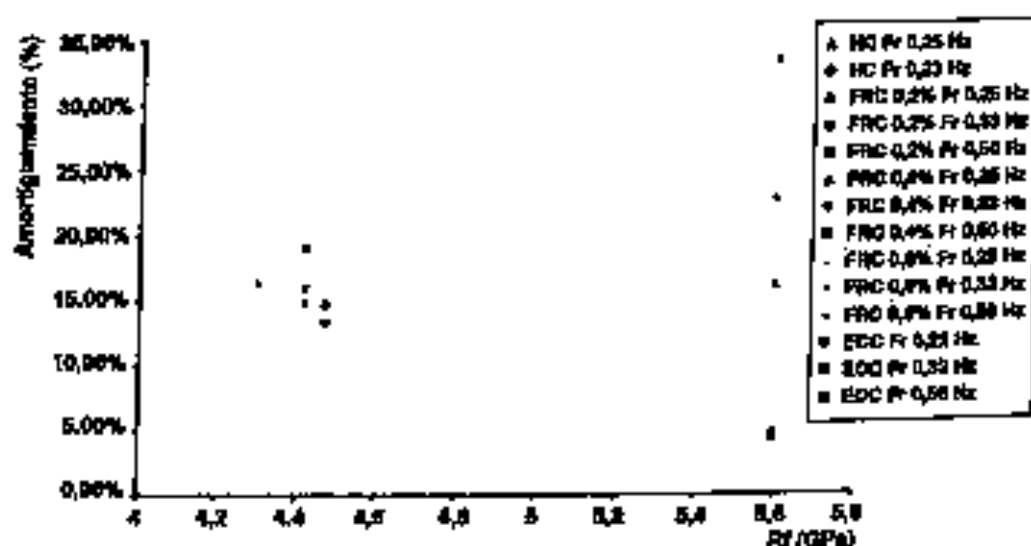


Figura 3.97. Relación amortiguamiento-resistencia a flexión del HC-FRC-ECC.

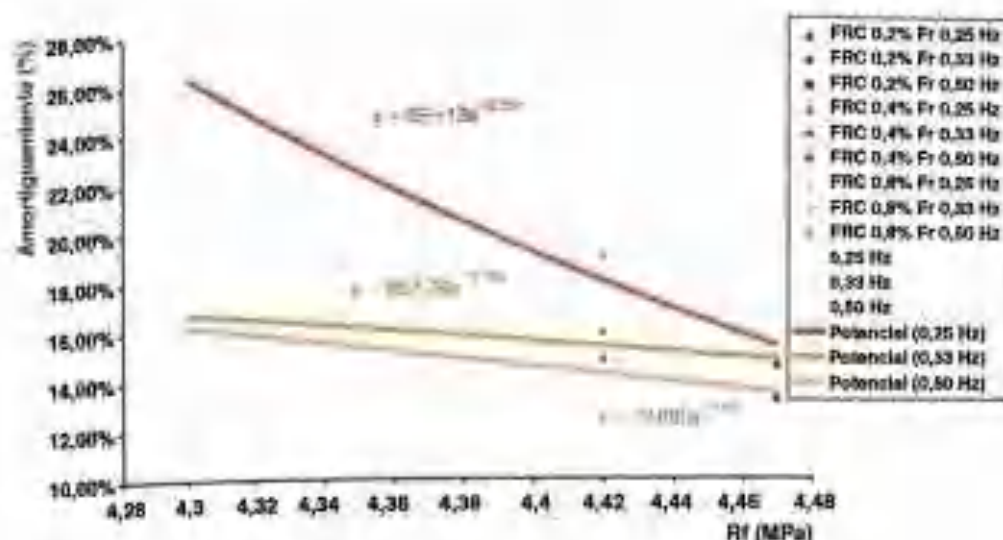


Figura 3.98: Relación amortiguamiento-resistencia a flexión del FRC.

Si se relaciona el amortiguamiento con las resistencias a compresión de estos materiales (ver figura 3.99), los ECC obtienen los mejores resultados de resistencia y también los mejores datos de amortiguamiento. Además, es importante destacar que el FRC 0,8% de PP. presenta peores resultados de resistencia a compresión que el hormigón de control, aunque tiene un amortiguamiento bastante superior para todas las frecuencias; dentro de los FRC se puede observar que a mayor resistencia a compresión peor es el amortiguamiento, lo cual está también en relación con la cantidad de fibras, ya que a mayor cantidad de fibras las resistencias a compresión son peores.

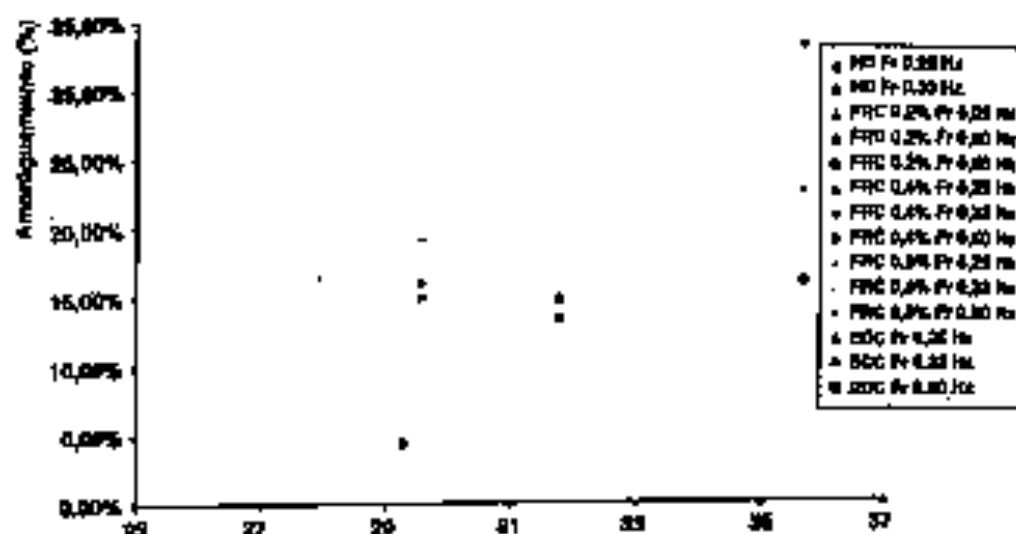


Figura 3.99. Relación Amortiguamiento-Resistencia a Compresión del HC-FRC-ECC

Por último, si relacionamos los índices de tenacidad I_{30} con los resultados de los ensayos dinámicos (figura 3.100) se aprecia claramente que a mayor índice de tenacidad para todas las frecuencias mayor es el amortiguamiento.

Si se hace el mismo análisis con los FRC observamos también que a mayor índice de tenacidad mejores resultados de amortiguamiento (figura 3.101). Esto también guarda relación con la cantidad de fibras, ya que a mayor cantidad de fibras mejores resultados de índices de tenacidad en los FRC, y por lo tanto mejor amortiguamiento.

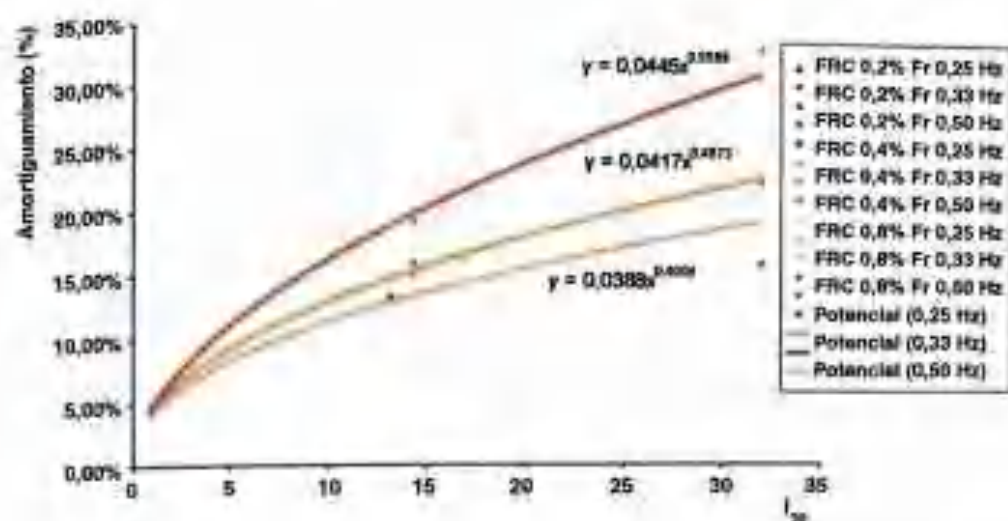


Figura 3.100. Relación amortiguamiento-índices de tenacidad del HC-FRC-ECC.

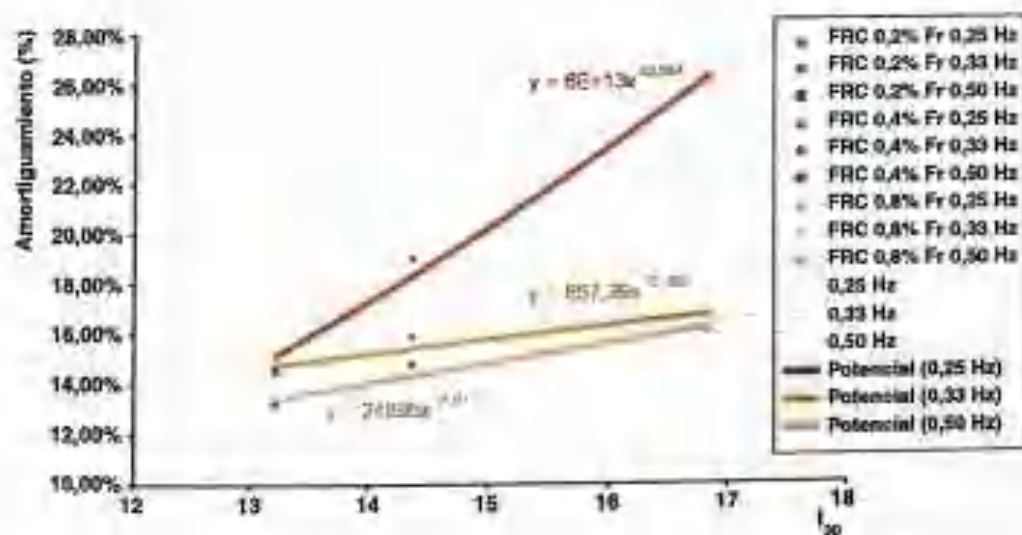


Figura 3.101. Relación amortiguamiento-índices de tenacidad del FRC.

3.9. CONCLUSIONES

Una vez que se han discutido todos los distintos resultados de los materiales elaborados, se puede afirmar que con los materiales que se realizan los hormigones comunes en las islas se pueden realizar materiales cementicios avanzados de diferentes características. Tanto el árido empleado como el cemento han dado unos resultados muy óptimos.

Estos nuevos materiales realizados presentan múltiples y diferentes características. En relación a la consistencia y trabajabilidad, cada material muestra unos comportamientos diferentes. Partiendo de un hormigón de control con una consistencia blanda se obtuvieron unos FRC de consistencia seca que, a mayor cantidad de fibra, menor trabajabilidad. Por otro lado se pudo realizar un hormigón autocompacto de muy buena autocompactación, al que se le pudieron introducir fibras para conseguir un hormigón con fibras con capacidad autocompactante. Por último, los materiales cementicios canarios avanzados con fibras de polipropileno (ECC) también presentaron una muy buena trabajabilidad y un buen comportamiento autocompactante.

La densidad de los distintos materiales es totalmente distinta, y no varía sólo en relación al material realizado, sino también a la cantidad de fibra introducida. Además, la densidad guarda una relación importante con cada uno de los resultados del módulo de ultrasonidos del material, de forma que a menor densidad menor es el módulo de ultrasonidos del material cementicio realizado. Esto muestra cómo se consiguen materiales con poca densidad y poca rigidez en relación a otros.

Los comportamientos mecánicos a compresión han sido bastante satisfactorios: todos los materiales han estado por encima de la resistencia característica de 25 MPa, que es la

mínima exigida por la instrucción de hormigón estructural (EHE). Los resultados a compresión varían en función del material realizado y de las cantidades y tipos de fibras incorporadas. No es cierto que a mayor cantidad de fibras menor resistencia a compresión, puesto que depende del tipo de material realizado. Por ejemplo, si se analiza el comportamiento del FRC de forma individual sí se puede afirmar que a mayor porcentaje de fibras en fracción volumétrica menor resistencia del material a compresión, sin embargo otros materiales (como los ECC con un porcentaje de fibras en fracción volumétrica muy superior a los FRC) poseen mejores resistencias a compresión.

Aunque las resistencias máximas a flexión varían de un material a otro, lo más destacable de los resultados que se han obtenido es el diferente comportamiento en tensión deformación de cada uno de los materiales. Se puede ver claramente cómo se ha conseguido un material de matriz cementicia canario de comportamiento dúctil, frente al comportamiento frágil del hormigón de control o el comportamiento tenaz de los FRC y FRSCC. Este material es el material avanzado de matriz cementicia canario (ECC).

En relación con los comportamientos a flexión están los índices de tenacidad. Se puede constatar que los índices de cada material son totalmente diferentes, y que los ECC son los que mejor índices de tenacidad poseen, de ahí su mayor ductilidad. Los FRC y los FRSCC también tienen unos buenos índices de tenacidad en relación al hormigón de control y al hormigón autocompacto de referencia.

Otro aspecto importante de los datos obtenidos es la distinta forma de rotura de cada material. El hormigón de control (HC) y el hormigón autocompacto de referencia (SCC) presentaron una rotura única, al igual que los FRC y los FRSCC. Sin embargo, el comportamiento de rotura se produ-

ce de forma diferente por la presencia de las fibras. Muy distinto es el comportamiento de rotura de los ECC, que presentan multirroto, por lo cual es un material idóneo de reparto de tensiones, como se analizó en el apartado anterior.

Por último cabe apuntar cómo se han obtenido resultados de compartimiento dinámico muy diferentes. Se ha mejorado notablemente el comportamiento dinámico del hormigón de control. Los incrementos de amortiguamiento del FRC con respecto al hormigón de referencia son importantes, pero los mejores resultados de amortiguamiento son los del ECC.

Una vez concluida esta parte de la investigación se puede afirmar que se han obtenido diferentes materiales canarios de matriz cementicia con características variadas, tanto físicas como mecánicas. Por ello en el próximo capítulo de la investigación se propondrán diferentes aplicaciones constructivas que sean afines a las características de estos nuevos materiales.

CAPÍTULO IV

APLICACIONES CONSTRUCTIVAS DE MATERIALES CANARIOS AVAZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS

4.1. INTRODUCCIÓN

Una de las cuestiones más importantes en la construcción de edificios son los materiales que se emplean. El paso intermedio entre la edificación final y el material es el elemento constructivo. En este capítulo se pretende dar diferentes aplicaciones constructivas a los materiales diseñados y elaborados en la investigación.

Estos materiales juegan un papel fundamental a la hora de proponer los distintos elementos constructivos, porque a razón de los resultados obtenidos en el capítulo anterior los comportamientos de dichos elementos variarán.

Para proponer las aplicaciones constructivas primero hay que explicar el salto necesario entre el material y el elemento constructivo. Existe un elemento común o un oexo de unión entre ambos: las propiedades del material. En la figura 4.1 se puede ver la ilustración que explica el proceso de elaboración de un elemento constructivo como aplicación de un material. Esta figura está inspirada en la figura de V. C. Li

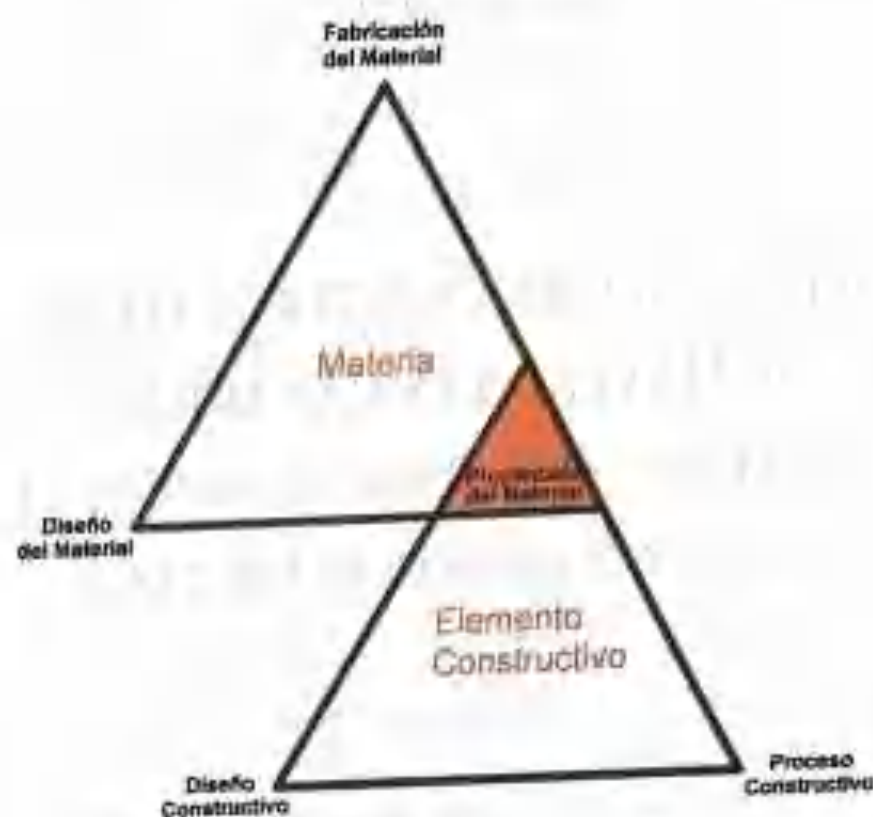


Figura 4.1. Nexo de unión entre el material y el elemento constructivo. Material: diseño, fabricación y propiedades; elemento constructivo: diseño constructivo, proceso constructivo y propiedades del material.

que explica la integración de las estructuras y el diseño de los materiales (Li, 2003).

Independiente al nexo común de las propiedades del material de la figura anterior, existen otros dos puntos importantes que completan el concepto del elemento constructivo. Estos dos puntos son el diseño constructivo y el proceso constructivo. A lo largo de este capítulo se propondrán diferentes diseños y procesos constructivos para los nuevos materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras elaborados en esta investigación.

Se proponen aplicaciones constructivas tanto para elementos constructivos elaborados in situ como prefabricados. En el apartado 2 del capítulo se diseñan mediante ilustraciones gráficas algunas estas aplicaciones propuestas y se explican sus procesos constructivos. Por último, en el apartado 3 se explican los posibles comportamientos de estos elementos constructivos sometidos a cargas dinámicas, ya sean de naturaleza sísmica o eólica.

Antes de pasar a los diseños y procesos constructivos de los elementos propuestos es importante explicar brevemente los comportamientos de estos nuevos materiales al introducir acero en ellos, y también describir cuáles son las aplicaciones de los materiales avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras que se están empleando mayoritariamente en el ámbito internacional.

4.1.1. Comportamiento de los distintos materiales cementicios con la incorporación de acero

El acero se incorpora al hormigón para proporcionarle ductilidad. El hormigón convencional sin fibras no posee ductilidad alguna sin dicho refuerzo, por ello el hormigón armado se emplea comúnmente para realizar cualquier elemento constructivo.

Los materiales realizados en la investigación han sido elaborados sin refuerzo de acero, ya que fue fundamental conocer el comportamiento de la matriz sin la incorporación de este refuerzo. Por ello, antes de pasar a desarrollar los diferentes elementos constructivos propuestos, es necesario explicar el comportamiento de los distintos materiales cementicios armados (con o sin fibras) que han sido estudiados por otros investigadores (KLIM, FISCHER y LI).

En la figura 4.2 se distinguen cuatro comportamientos diferentes de los materiales cementicios armados cuando se ven sometidos a una carga. A continuación se describirán los cuatro comportamientos correspondientes.

En la imagen A se aprecia cómo el comportamiento de transmisión de tensiones de los distintos materiales cementicios armados es similar durante el periodo elástico, es decir, antes de producirse la rotura (donde se inicia el periodo plástico). Esto es debido a que todos los puentes de tensiones del material están en funcionamiento, por lo que el reparto de las tensiones se produce de manera uniforme.

El comportamiento de estos materiales cementicios armados, sin embargo, varía cuando se inicia el periodo plástico (porque se ha producido una primera fisura en el material). Si la matriz cementicia carece de fibras, la rotura del puente de tensiones de la matriz (al producirse la fisura) hace que en dicho punto las tensiones se concentren en el armado, y éste a su vez produce nuevas pequeñas tensiones en sentido contrario al natural, que hacen que la matriz cementicia se fisure internamente, como se aprecia en la imagen B. A medida que nos alejamos del plano de rotura el acero va transmitiendo nuevamente las tensiones a la matriz.

El comportamiento de los materiales cementicios varía cuando incorporamos fibras a la matriz. Las fibras -como explicamos en la introducción de la investigación, en el apartado de la mecánica de la fractura- producen un nuevo puente de tensiones en la matriz una vez que se ha producido el puente de rotura en la matriz cementicia. Por eso cuando en estos materiales se incorpora acero el comportamiento también variará en función de la capacidad que tenga el nuevo puente de tensiones. Si el puente de tensiones es débil, como es frecuente en los hormigones con fibras (FRC), la matriz podrá transmitir a partir de dicho puente parte de las tensio-

nes, aunque la mayoría de la tensión será absorbida por el acero. Muy distinto es cuando el puente de tensiones de las fibras en el plano de rotura es de gran intensidad, como sucede en los materiales cementicios avanzados (ECC), en los que la transmisión de tensiones se seguiría produciendo de manera uniforme entre la matriz y el acero, igual que ocurría en el periodo elástico.

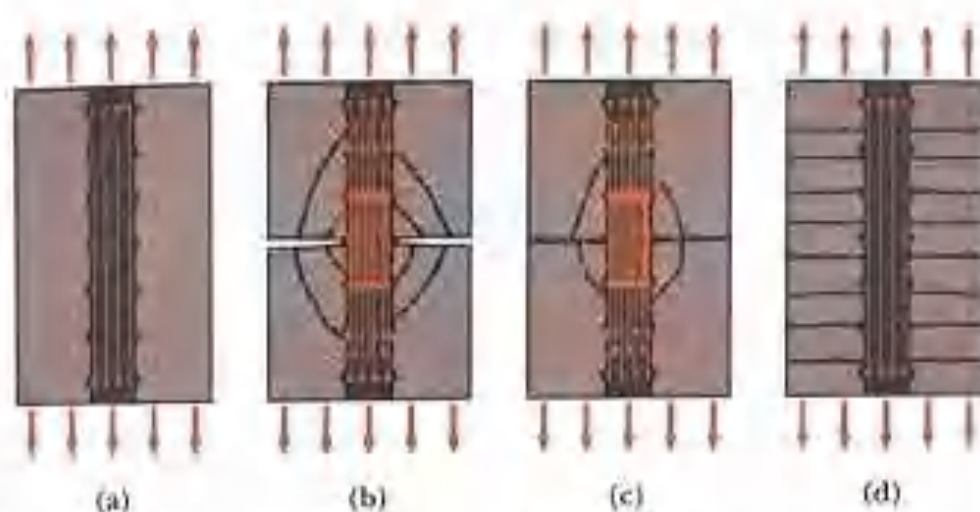


Figura 4.2. Distintos comportamientos de los materiales cementicios con la incorporación del acero (a) Material cementicio con y sin fibras en periodo elástico (b) Material cementicio sin fibras en periodo plástico (c) Hormigón reforzado con fibras (FRC) en periodo plástico (d) Material avanzado de matriz cementicia reforzado con fibras (ECC) en periodo plástico.

Otro aspecto importante que conviene destacar es el de la interfase acero-matriz cementicia. Como podemos apreciar en la figura 4.3, dicha unión es de mejor calidad en los materiales cementicios avanzados armados (ECC) que en los hormigones armados convencionales, principalmente por los distintos comportamientos de transmisión de tensiones explicados en los párrafos anteriores.



Figura 4.3. Imagen de la interfase acero-matriz cementicia y comportamiento en periodo plástico (a) Hormigón armado convencional (b) ECC armado. V. C. Li [4.2].

4.1.2. Aplicaciones de los materiales cementicios avanzados con fibras

En el capítulo dos se comentó que la mayoría de investigaciones para proponer aplicaciones de los materiales cementicios con fibras se centran en la ingeniería civil, principalmente como material de reparación (Li, 2004).

Aunque las aplicaciones que se propondrán son para elaborar elementos constructivos en edificación, es conveniente mostrar alguna de las investigaciones realizadas en el ámbito internacional con estos materiales para la reparación de estructuras.

Las dos investigaciones que se muestran datan del año 2000. En ambas se ensayan probetas con una fisura inicial, como si se tratase de un elemento estructural dañado, a las cuales se superpone una nueva probeta que cose la del material inferior fisurado. Ambas investigaciones son del profesor Li y

otros investigadores (KAMADA y LI, 2000), (LI, HORIB, KABELB, KANDAC y LIND, 2000).

En la figura 4.4 se ve la diferencia entre una reparación con hormigón convencional y otra con hormigón con fibras (FRC). Se aprecia que en la primera (figura a) el hormigón colapsa por la tensión suministrada, pero en la segunda (figura b) se produce una fisura que es capaz de proporcionar mayor seguridad y no llega al colapso estructural.

Muy distinto es lo que sucede en la figura 4.5.c, en donde el material de reparación es Engineered Cementitious Composites, por lo tanto donde antes había una fisura ahora se producen múltiples fisuras y el material es capaz de resistir con mayor capacidad el fallo estructural de la probeta inferior.

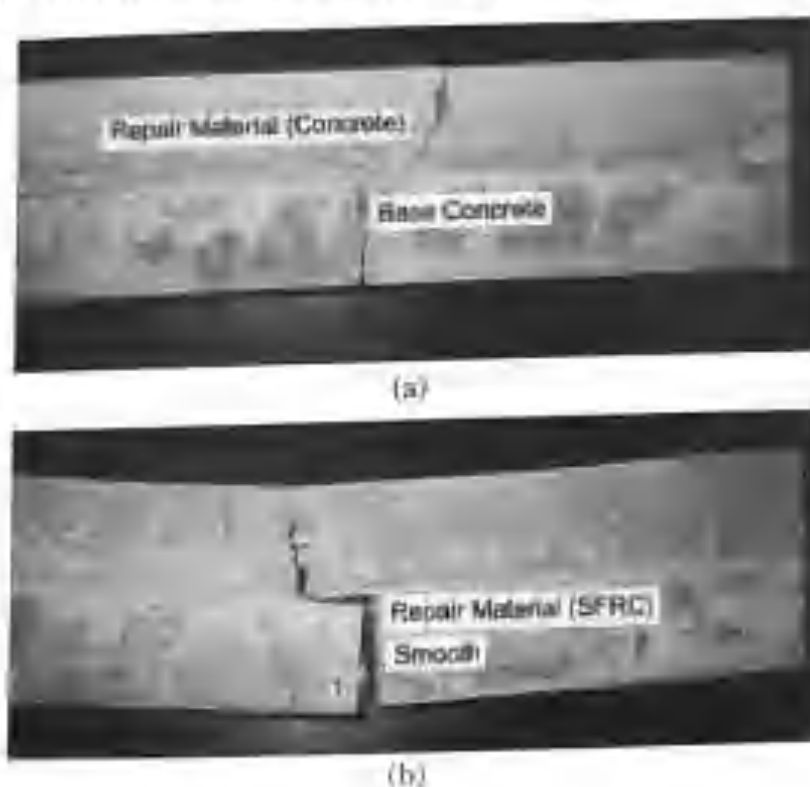
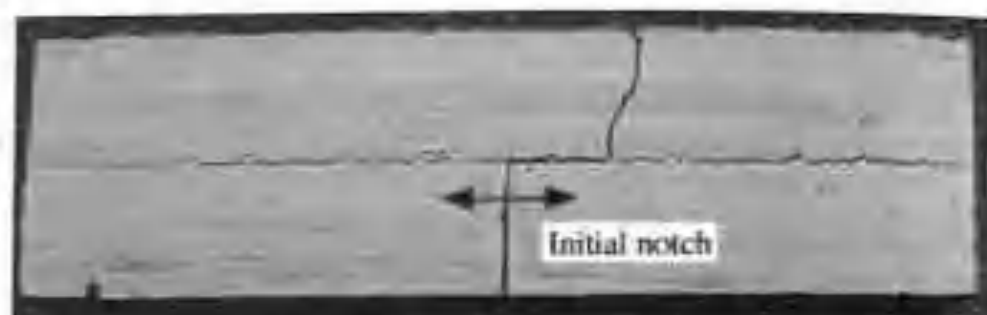


Figura 4.4. Imagen del ensayo elaborado por los profesores Kamada y Li para estudiar el comportamiento de los materiales cementicios con fibras como elemento de reparación (a) Hormigón sin fibras como material de reparación (b) Hormigón con fibras como material de reparación.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5. Imagen del ensayo elaborado por el profesor Li y otros para estudiar el comportamiento de los materiales cementicios con fibras como elemento de reparación (a) Hormigón sin fibras como material de reparación (b) Hormigón con fibras como material de reparación (FRC) (c) Material cementicio avanzado con refuerzo de fibras (ECC).

4.2. APLICACIONES CONSTRUCTIVAS PROPUESTAS PARA LOS MATERIALES CERÁMICOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS

4.2.1. Aplicaciones propuestas

Como hemos comentado en la introducción, se proponen diferentes aplicaciones constructivas en función de las propiedades principales de cada material. Es importante destacar, como se ha explicado a lo largo de este trabajo, que el objetivo final de la investigación es conseguir una mejora de la seguridad en los elementos constructivos que pueden verse sometidos a cargas dinámicas eólicas o sísmicas.

Aunque existen aplicaciones que coinciden en algunos materiales, se han dividido en los tres grupos principales de materiales cementicios avanzados reforzados con fibras. Dentro de los tres grupos, FRC, FRSCC y ECC, se ha elegido un material concreto: el que presentaba mejores propiedades físicas y mecánicas dentro del grupo.

Los FRC (figura 4.6) que se han diseñado y elaborado presentaban múltiples propiedades, entre las que destacan la buena tenacidad, la mejora importante de la elasticidad frente al hormigón de control y la buena trabajabilidad (pese a tener una consistencia seca). Si a eso le añadimos la ductilidad proporcionada por la incorporación del acero, tenemos un material compuesto que podría servir tanto para elementos constructivos in situ como prefabricados. Dentro de los elementos in situ se podría utilizar para elaborar pilares, vigas, nervios de reticulares y cimentaciones. Por otra parte, se podría utilizar este material para realizar pantallas y pavimentos prefabricados.



Figura 4.6. Propuestas de elementos constructivos de FRC.

La situación varía de forma considerable en los FRSCC, ya que aunque presentan características similares a los FRC (aunque la tenacidad de aquéllos es superior a la de éstos), este material tiene una gran capacidad de autocompactación (figura 4.7). Esta característica hace idóneos a los FRSCC para elementos constructivos in situ de difícil hormigonado, ya sea por excesiva cuantía de acero o por dificultades para utilizar correctamente el vibrador. Por ello los elementos constructivos in situ también serían pilares, vigas, nervios de forjados reticulares y cimentaciones.

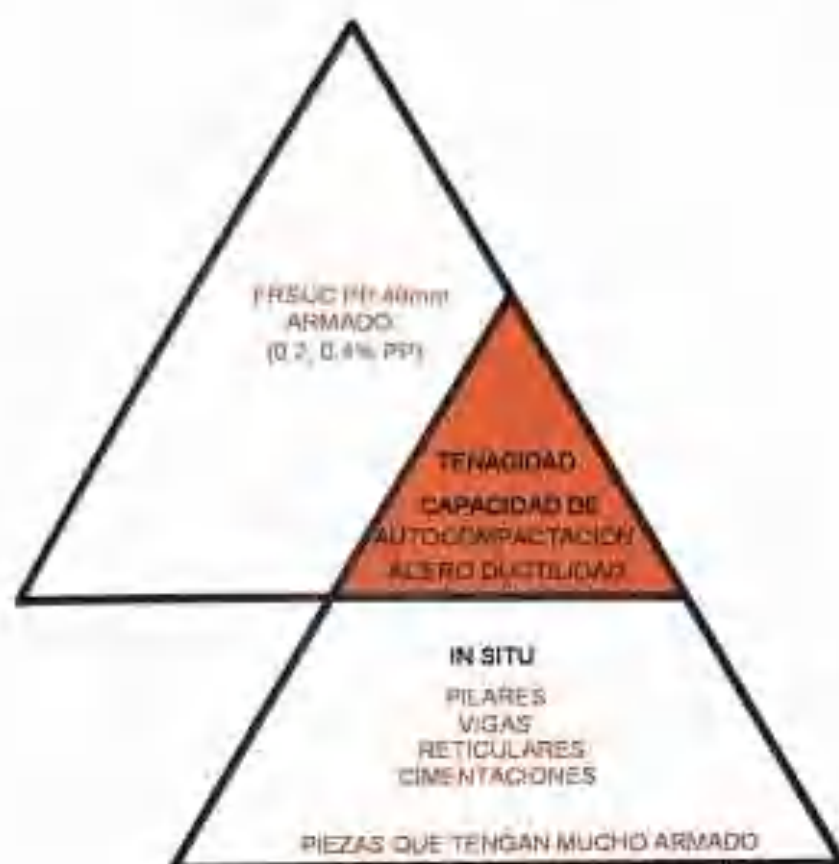


Figura 4.7. Propuestas de elementos constructivos de FRSCC.

En el último grupo de materiales, los ECC o materiales cementicios avanzados reforzados con fibras, las propiedades cambian de significativamente respecto a los anteriores (figura 4.8). En primer lugar es un material con elevada ductilidad, en comparación con los anteriores, debido a sus altos índices de tenacidad. Si además se le incorpora acero, la ductilidad aumentará de manera considerable. La segunda característica fundamental de este nuevo material cementicio canario es que posee una importante elasticidad a causa de su considerable amortiguamiento. Ductilidad y amortiguamiento son dos propiedades idóneas para elaborar elementos constructivos

sometidos a cargas sísmicas dinámicas, como se ha comentado en múltiples ocasiones (BARRAT, 2005; MENEOT, 2005). Por último es importante añadir la propiedad de material autocompactante, propiedad que lo hace más interesante si cabe. Las aplicaciones constructivas que se proponen para este material son múltiples, tanto para la elaboración in situ como para piezas prefabricadas.

En situ este material se podría emplear para confinamiento de pilares o para pilares enteros, como los de fachada, que son los que más sufren las consecuencias de las acciones sísmicas (lo vimos en la imagen del apartado de daños patológicos, en la introducción de la investigación); en este sentido también se podría utilizar con refuerzos de vigas. También se podría emplear para forjados, tanto reticulares como para la losa superior de los forjados unidireccionales.

Respecto a las aplicaciones en elementos prefabricados, este material posee características idóneas por su fácil trabajabilidad (es autocompactante) y porque los tamaños pequeños de áridos posibilitan la realización de piezas de pequeño canto, como paneles de fachada y particiones ligeras tipo sándwich. Otras aplicaciones podrían ser las destinadas a los forjados, por ejemplo para viguetas o placas alveolares.

4.2.2 *Diseño y proceso constructivo de las diferentes aplicaciones*

El principal objetivo en el diseño de elementos constructivos que puedan estar sometidos a cargas sísmicas o eólicas en una edificación es evitar la pérdida de vidas humanas. Para ello es necesario limitar al máximo los daños cuando se producen seísmos de baja intensidad a través de elementos que puedan permanecer en régimen elástico-lineal bajo la acción dinámica.



Figura 4.8. Propuestas de elementos constructivos de ECC.

Es esencial pues proyectar elementos constructivos redundantes y dúctiles, así como, por otro lado, poner énfasis en las decisiones adoptadas en la fase de proyecto, ya que pueden determinar la demanda de ductilidad que experimenta cada pieza y los mecanismos de disipación de energía y de deterioro estructural asociados a la obligada explotación de la ductilidad de cada elemento y del conjunto de la estructura (ASTIZ, MARI y PEREPÉREZ, 2005), (BARLUENGA, 2002).

A continuación se explicarán los diseños y procesos constructivos que se han propuesto.

Si partimos del concepto de viga como un elemento constructivo de elaboración in situ, se han planteado varias propuestas (figura 4.9). La primera propuesta (opción a) es la de una viga elaborada íntegramente con estos nuevos materiales cementicios. Una de las principales solicitudes para diseñar una viga que se puede ver sometida a acciones dinámicas es ampliar su canto; en edificación esto no suele ser muy demandado por cuestiones relativas al proyecto del edificio. Si se emplea este nuevo material, sin disminución de las armaduras exigidas por el cálculo, se podrían mantener cantos pequeños que fueran capaces de disipar la energía acumulada sin necesidad de producirse una rotura o fallo.

Las otras dos opciones que se plantean (b y c) consisten en realizar la misma viga con diferentes tipos de materiales cementicios. Una de las propuestas consiste en aplicar el material con mayor ductilidad (en este caso el ECC) allí donde existen mayores cargas a flexión. La otra propuesta distribuye este material con mayor ductilidad en las bandas extremas, ya que en un movimiento dinámico las vigas pueden fluctuar produciendo tracciones en la parte superior, y deja otros materiales con menor ductilidad (como FRC o incluso el hormigón convencional) en la parte central.

Durante el proceso constructivo es fundamental que en las vigas la mayor plasticidad se encuentre en los extremos, ya que allí se producen los daños más frecuentes. Por eso otra de las posibilidades que existen es disponer el material de mayor ductilidad en los extremos y el de menor en la parte central.

Otra aplicación posible es la de reparación de vigas (tanto por la parte inferior como por la superior) para unir fisuras, tal como se comentó en la introducción. En este caso, al unir diferentes hormigones de edades distintas sería necesario emplear entre ellos (como recomienda Fernández

Cánovas) resinas adhesivas, como las de epoxi (FERNÁNDEZ). En el resto de uniones de materiales cementicios de distinta composición en estado fresco también es conveniente aplicar alguna resina adhesiva entre los planos de unión.

Esta técnica de emplear diferentes materiales cementicios para realizar elementos constructivos in situ también se puede aplicar a cimentaciones, ya sea en cimentaciones aisladas o en losas de cimentación conjunta, como se muestra en la figura 4.10.

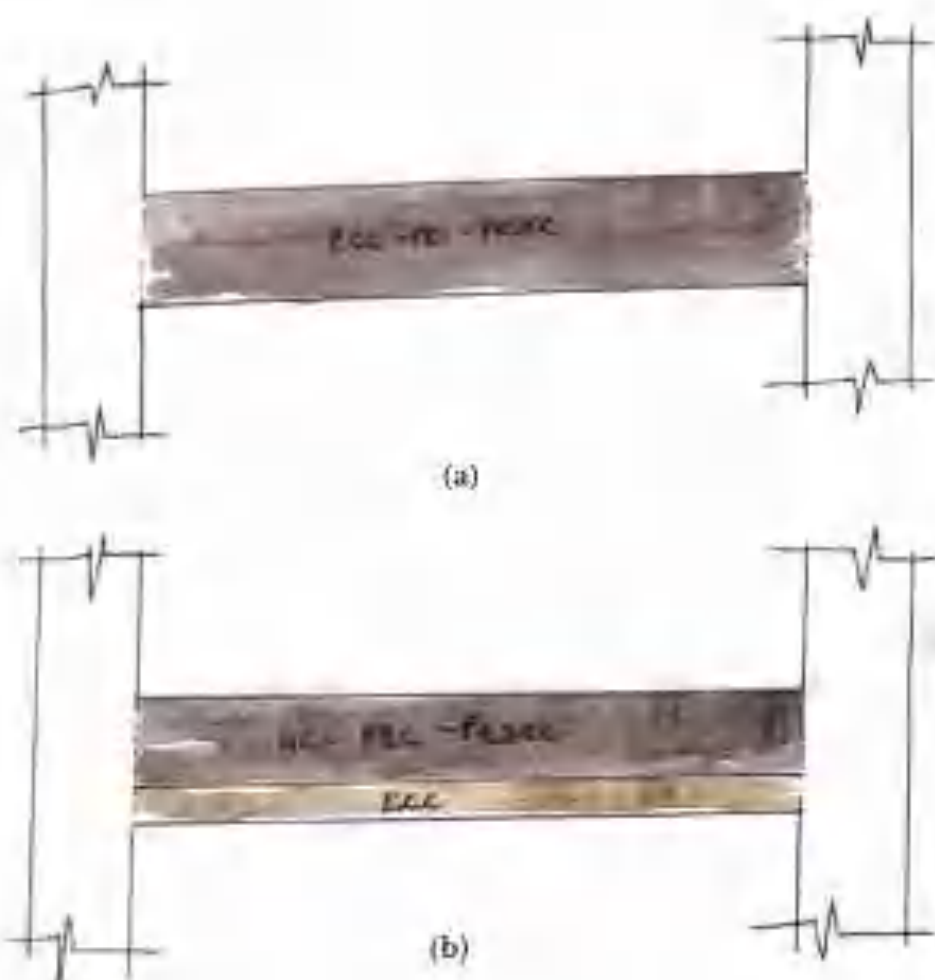


Figura 4.9. Diseño constructivo de vigas con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.



Figura 4.9. Continuación.

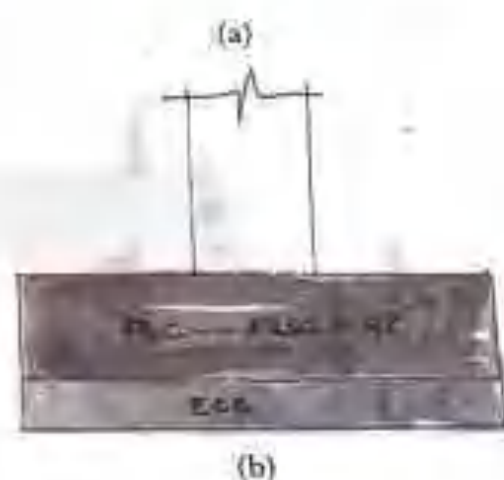
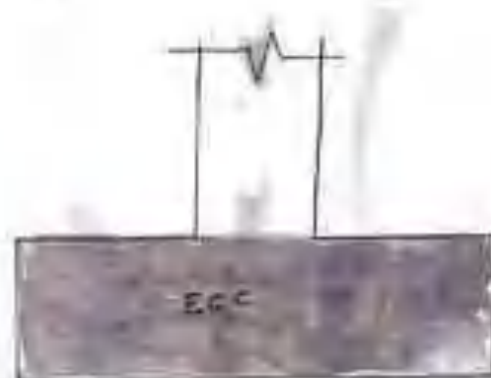


Figura 4.10. Diseño constructivo de cimentaciones con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

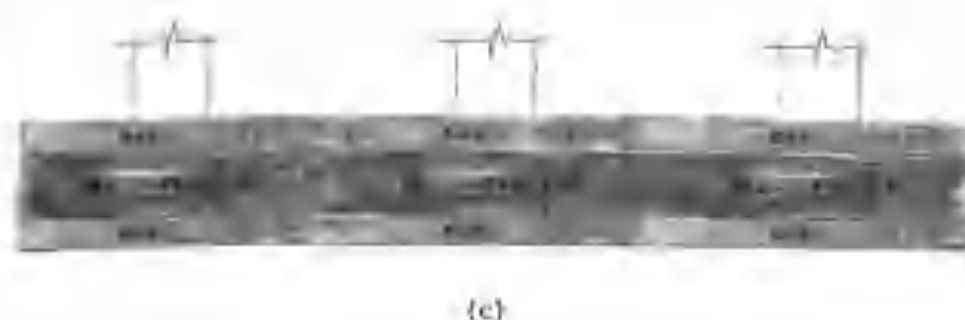


Figura 4.10. Continuación.

En el diseño de forjados reticulares es fundamental procurar que la energía que hay que disipar lo haga a través de sus nervios. Las condiciones geométricas y la forma de distribución de cargas de estos forjados (bidireccional) los hacen idóneos para disipar esta energía.

Como se puede ver en la figura 4.11 los nervios de dichos forjados son los que mayor ductilidad deben tener en relación con la losa superior del forjado. Por ello se podrían diseñar forjados reticulares con nervios de ECC y losa superior de FRC, FRSCC u hormigón canario convencional.



Figura 4.11. Diseño constructivo de forjado reticular con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

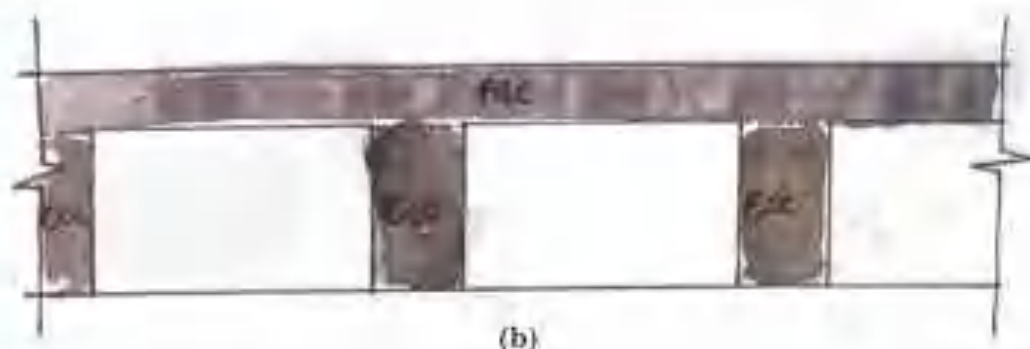


Figura 4.11. Continuación.

Otro elemento constructivo importante es el ábaco de punzonamiento, no sólo porque evita el punzonamiento forjado-pilar, sino que además forma parte del nudo pilar-forjado o pilar viga. En estos puntos es fundamental que exista una importante ductilidad y amortiguamiento de las cargas dinámicas, ya que los nudos son unos de los puntos que más sufren en un movimiento sísmico o ante severas acciones climatológicas.

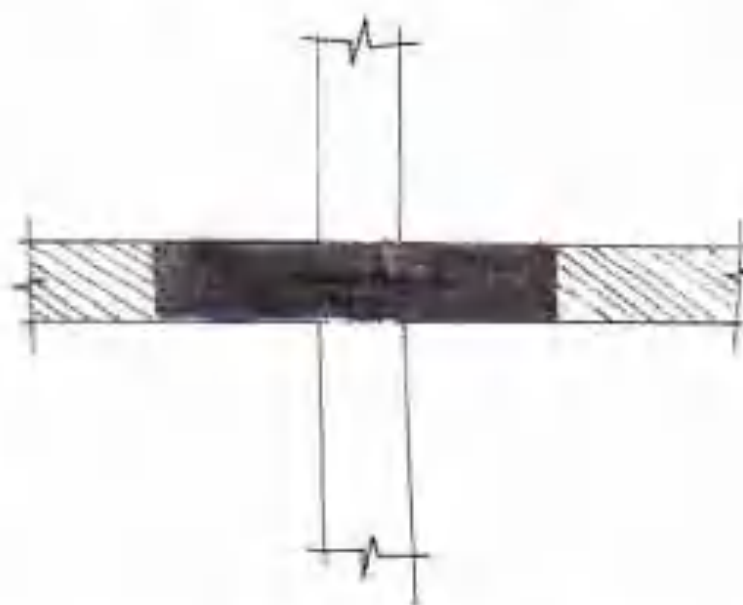


Figura 4.12. Diseño constructivo de ábacos de punzonamiento con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

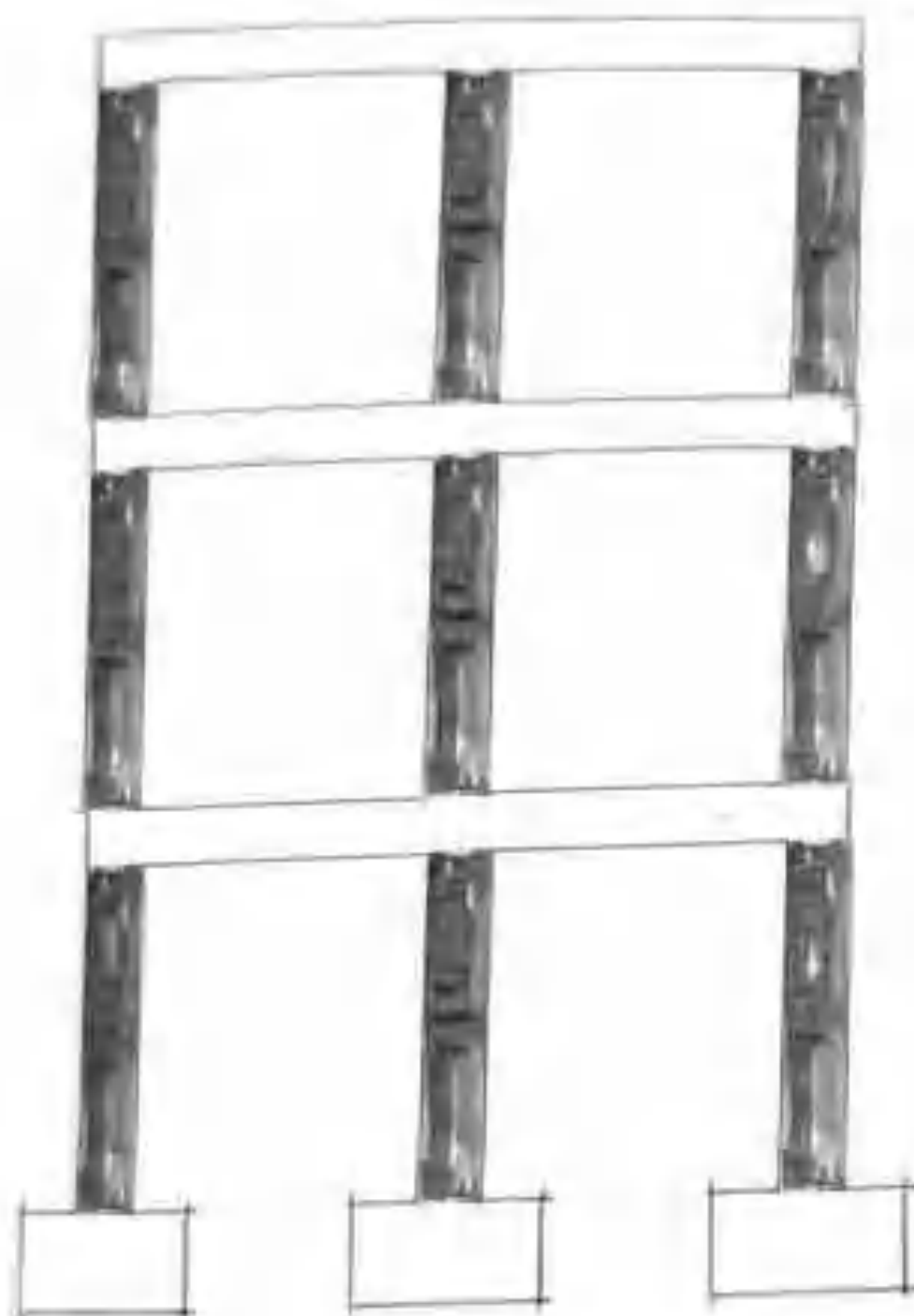


Figura 4.13. Diseño constructivo de pilares con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

La seguridad en los elementos constructivos verticales (principalmente los pilares) es de mayor importancia que en las vigas. Los pilares que más sufren son los de fachada (como se vio en la figura 2.3.b del capítulo 2), por lo que conviene proporcionarles la mayor ductilidad posible. El material idóneo para estos pilares es el ECC PP. 12 mm 70% 0/1 diseñado en esta investigación. Para los pilares internos puede convenir el FRC 0.4% PP. 40 mm; es cierto que este material posee una ductilidad y un amortiguamiento menor que los ECC, sin embargo los pilares internos también se ven sometidos a movimientos dinámicos menores.

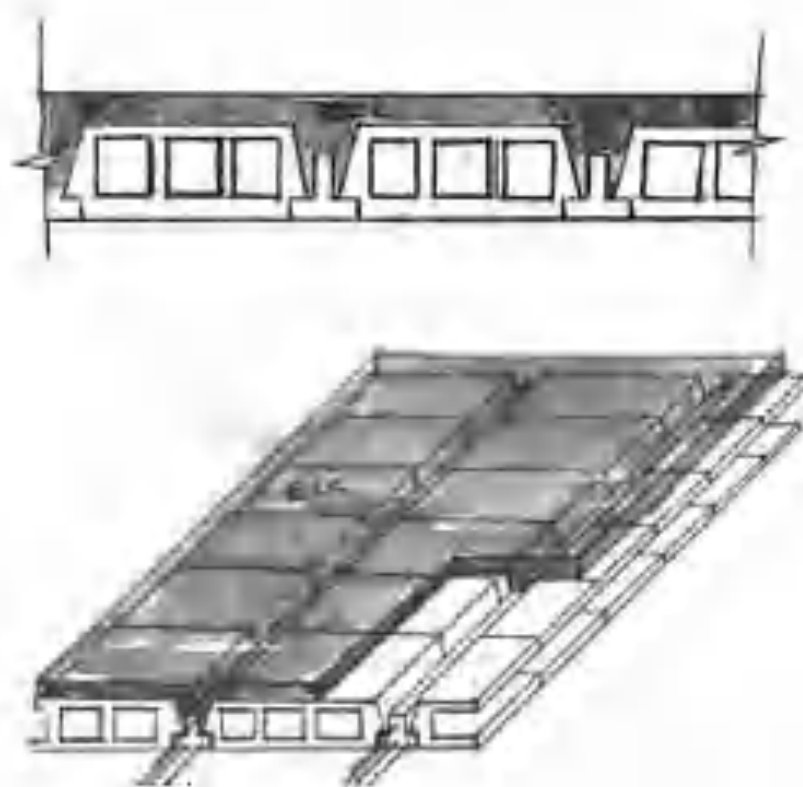


Figura 4.14. Diseño constructivo de losa superior de forjados unidireccionales de vigueta y bovedilla con materiales canarios-avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

Otra aplicación posible de estos materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras es en la losa superior de los forjados unidireccionales de viguetas y bovedilla en sustitución de los mayazos de reparto, aunque esto no tenga especial relación con las patologías por acciones dinámicas. Sus buenas capacidades mecánicas y su baja densidad los hacen óptimos para esta utilización, y además los pesos propios de los forjados se verían rebajados.



Figura 4.15 Diseño constructivo de placas alveolares con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

Estos materiales cementicios avanzados (especialmente el ECC) se pueden emplear para hacer elementos constructivos prefabricados, especialmente dos: placas alveolares y viguetas o semiviguetas para forjados.

Los forjados juegan un importante papel como transmisores de las tensiones producidas por cargas dinámicas a los elementos verticales, por eso es muy interesante conseguir

placas alveolares o viguetas capaces de transmitir correctamente las cargas dinámicas gracias a su capacidad de amortiguamiento, o que puedan seguir trabajando en rango plástico en caso de fisura o fallo elástico.

Además las placas alveolares (figura 4.15) son cada vez más utilizadas en la construcción, no sólo por su comodidad al colocarlas en obra, sino porque permiten salvar grandes luces.

Respecto a las viguetas de materiales cementicios (comúnmente hormigón), cabe señalar que han sido el material utilizado por excelencia en la edificación de pequeñas luces (figura 4.16).

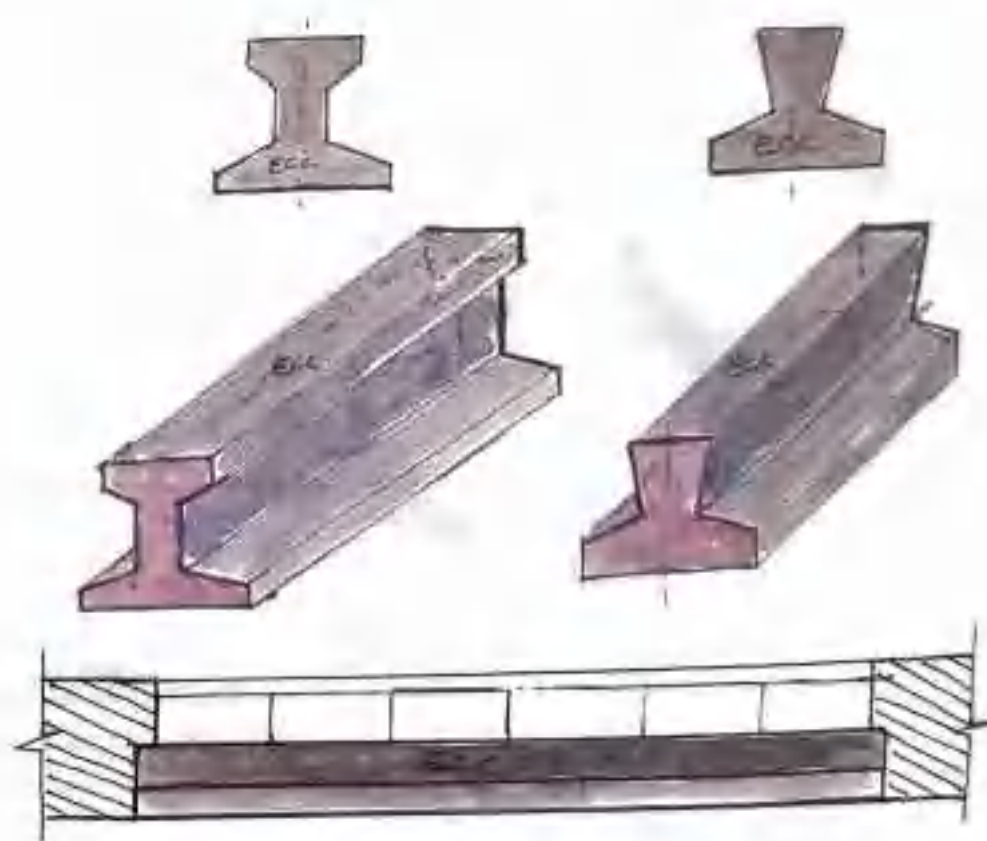


Figura 4.16. Diseño constructivo de viguetas y semiviguetas con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

4.3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LAS DISTINTAS APLICACIONES CONSTRUCTIVAS PROPUESTAS PARA LOS MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS EN RELACIÓN CON LOS DAÑOS PATOLÓGICOS PRODUCIDOS POR ACCIONES ACCIDENTALES EÓLICAS O SISMOLÓGICAS

Una vez propuestas las aplicaciones constructivas para estos nuevos materiales avanzados de matriz cementicia canarios, se va a analizar y discutir el comportamiento que tendrían estos elementos constructivos en relación con los realizados con el hormigón armado tradicional en Canarias.

Como se vio en el capítulo 2, las edificaciones porticadas que se ven sometidas a cargas dinámicas de carácter sísmico o eólico sufren movimientos fluctuantes importantes. En la figura 4.17 se aprecia que los puntos que presentan más problemas son los nexos de unión entre los elementos verticales y los horizontales. Además cabe subrayar que la mayoría de derrumbamientos son producidos por la falta de ductilidad de estos nudos.



Figura 4.17. Movimientos por cargas dinámicas de una edificación porticada.

Si analizamos un pórtico de una edificación sometido a una carga horizontal (figura 4.18) se puede apreciar que la primera deformación producida es en rango elástico, de ahí la importancia de que el material tenga un buen amortiguamiento. Si la energía que asimila el pórtico es superior a la que es capaz de disipar en estado elástico se producirá el fenómeno conocido como rótula plástica. Estas rótulas se suelen producir tanto en las uniones entre elementos horizontales y verticales como en las uniones entre los pilares y el terreno. En este nuevo supuesto de deformación plástica del pórtico tendrá un papel fundamental la ductilidad que posean estos materiales, de ahí el valor de estos nuevos materiales cementicios con considerable ductilidad. Por último, una vez que haya cesado la carga dinámica es vital que la edificación pueda seguir trabajando sin peligro de colapso.

Antes de pasar al nuevo comportamiento de los elementos constructivos propuestos destacaremos mediante la figura 4.19 cuáles son los puntos de mayor daño en las edificaciones sometidas a cargas dinámicas.

En primer lugar están los nudos (como se comentó), tanto los extremos como los centrales, aunque los extremos suelen verse sometidos a mayores daños por su significativo grado de libertad. Otros daños importantes (si bien de menor rango que los de los nudos) se producen en las zonas centrales de vigas o pilares. Estos daños suelen producirse por excesivos momentos flectores o por momentos flectores negativos en zonas dimensionadas para momentos flectores positivos.

Si analizamos la figura 4.20 se puede ver en las letras A, B, C, D, E y F cómo los daños producidos en los arranques y cabezas de pilares suelen producirse en forma de una o varias fisuras de considerable tamaño, que en muchos casos pueden conducir a un deterioro excesivo de un pilar o incluso a un fallo estructural causado por la falta de elasticidad y duc-

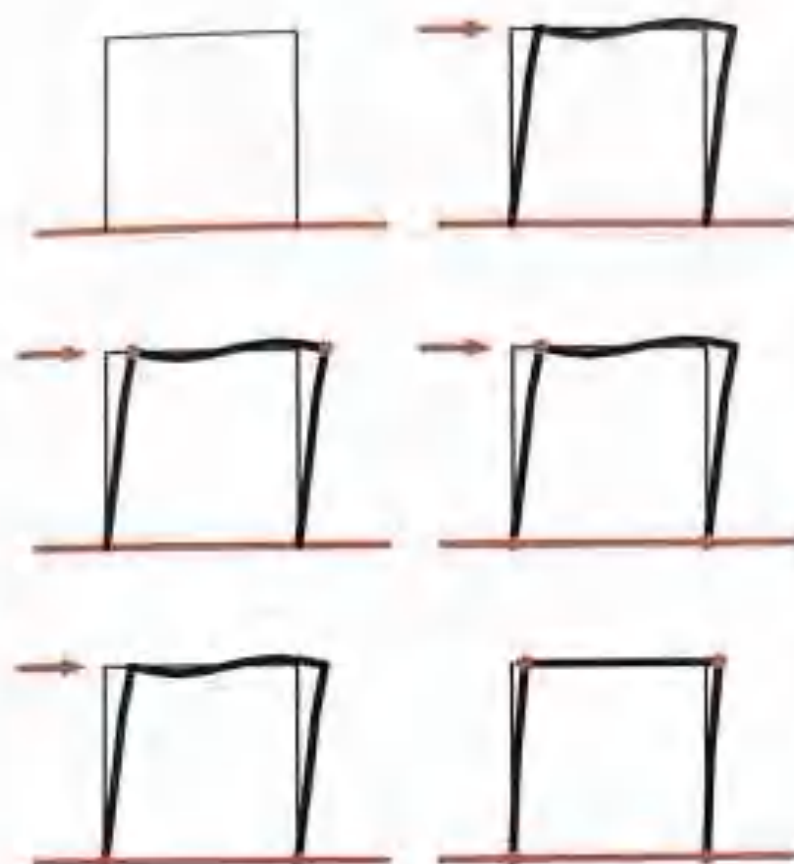


Figura 4.18. Movimientos por cargas dinámicas de un pórtico de una edificación.

tilidad. Gracias a las propiedades de los nuevos materiales propuestos, estos pilares podrían transmitir de forma continua las tensiones -como se explicó en la introducción de este capítulo- y, en vez de producir daños de importancia considerable, las zonas afectadas entrarían en un proceso de plastificación que permitiría una mayor distribución de tensiones y, lo que es más importante, no perderían la función estructural para la que fueron diseñados dichos elementos constructivos, tal como se detalla en las letras A⁺, B⁺, C⁺, D⁺, E⁺ y F⁺.

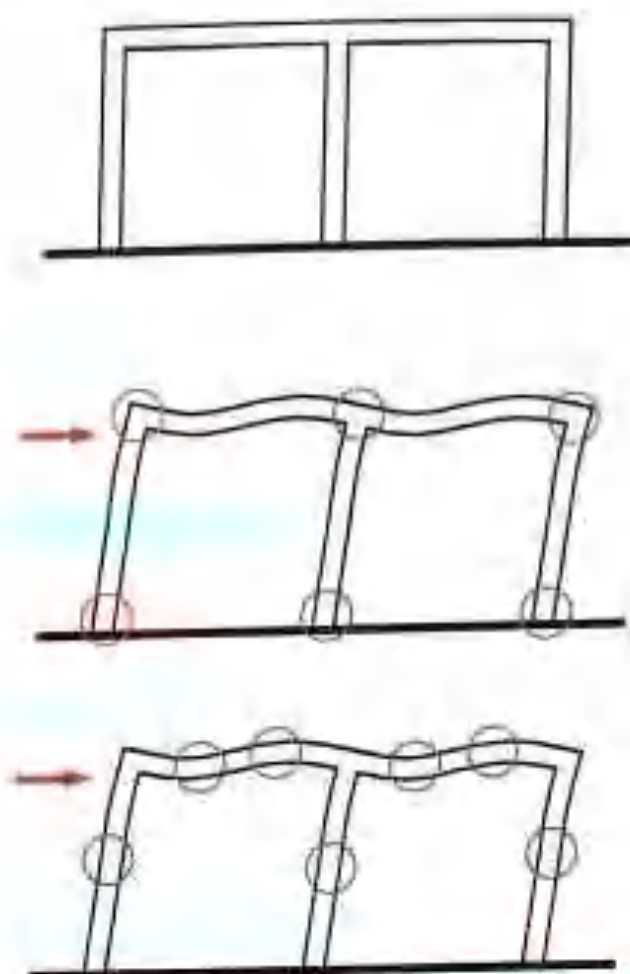


Figura 4.19. Principales puntos de daños patológicos.

En la figura 2.3.b del capítulo dos se vio que el pilar de una edificación situada en las islas Canarias que estuvo sometido a cargas sísmicas sufría importantes daños en la cabeza y en nudo; si se empleara el material propuesto en estos pilares de fachada el riesgo de daños severos descendería considerablemente.

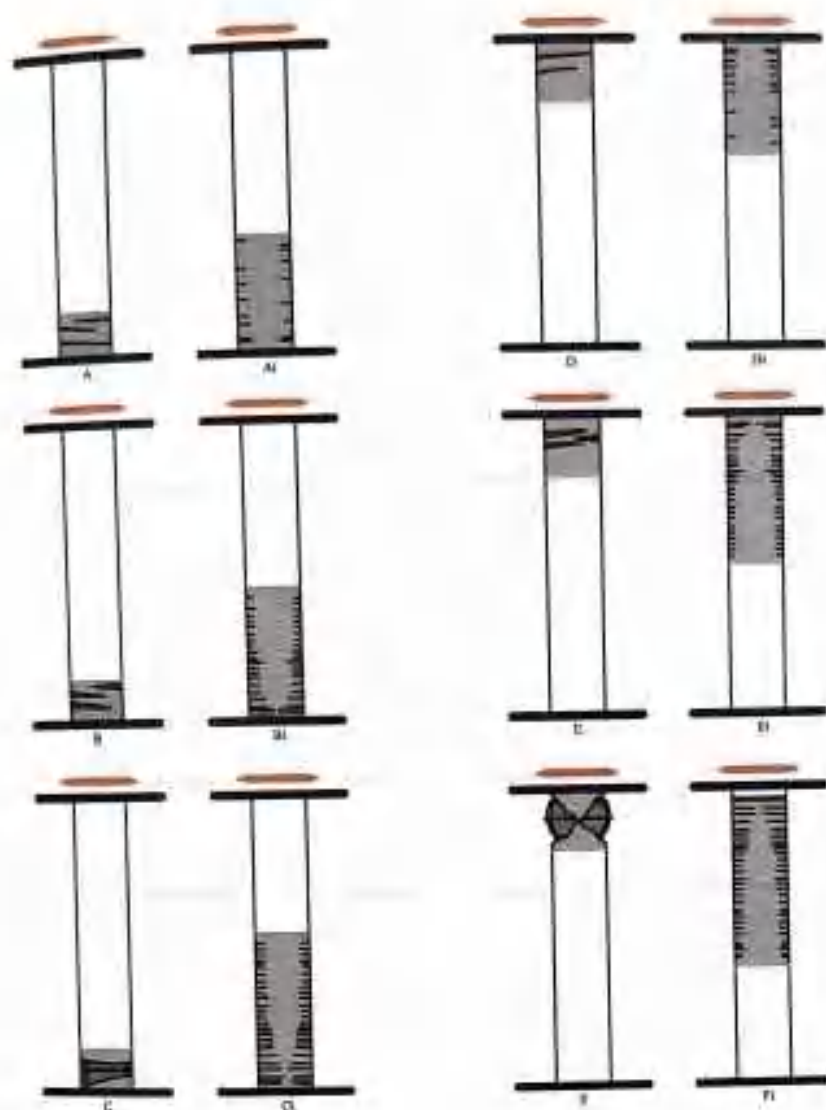


Figura 4.20. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos verticales en las zonas próximas de los nudos sometidos a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

En caso de que los pilares se vieran sometidos a daños patológicos menos frecuentes (como los producidos por corte completo del pilar o daño en su zona central por un mal dimensionado o por excesivas cargas dinámicas), probablemente se podría mejorar el daño patológico de forma muy considerable. El pilar en planta baja mostrado en la figura 2.3.a en vez de dañarse como se muestra en la figura 4.21.D se podría haber dañado como ilustra la figura 4.21.D'.

Otro daño patológico común son las fisuras producidas en zonas cercanas a los nudos (figura 4.22). Estas fisuras suelen apa-

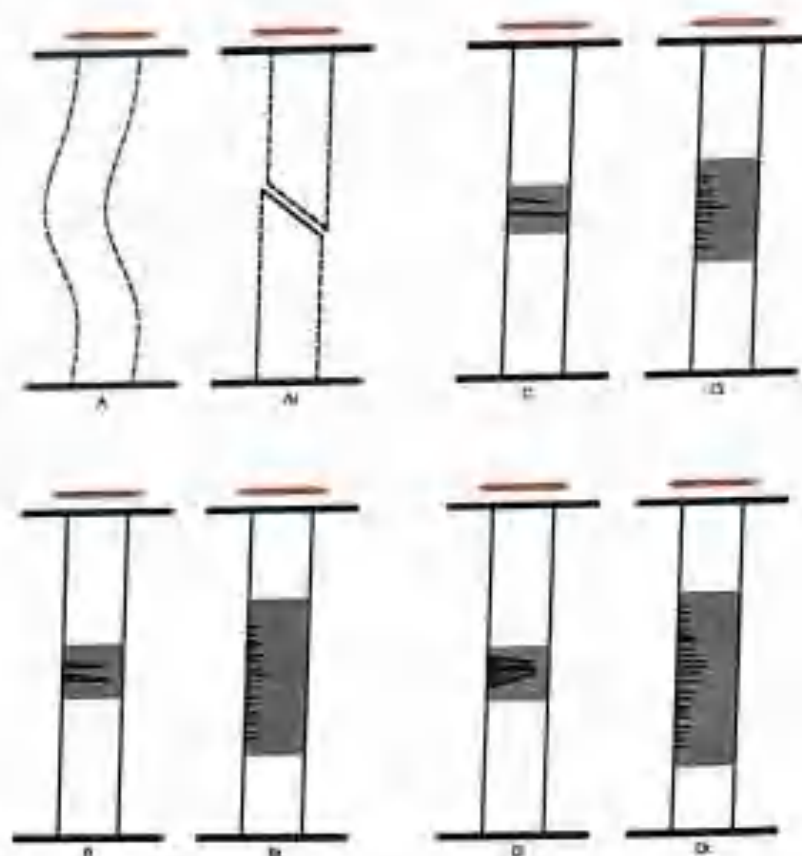


Figura 4.21. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos verticales en las zonas centrales sometidas a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

reóer de forma paralela en ambas caras de la viga. Si estas vigas se realizaran con hormigón armado tradicional y se hubieran fisurado de manera poco importante, dichas fisuras se podrían evitar con el empleo de estos nuevos materiales, dada su considerable capacidad de amortiguamiento (figura 4.22.A-A'). Para cargas dinámicas más importantes el nuevo material cementicio sería capaz de distribuir mejor las tensiones por su comportamiento dúctil y, por tanto, disminuir los daños patológicos. En vez de una o varias fisuras importantes se producirían múltiples fisuras de dimensiones mínimas (figura 4.22.B-B'; C-C').

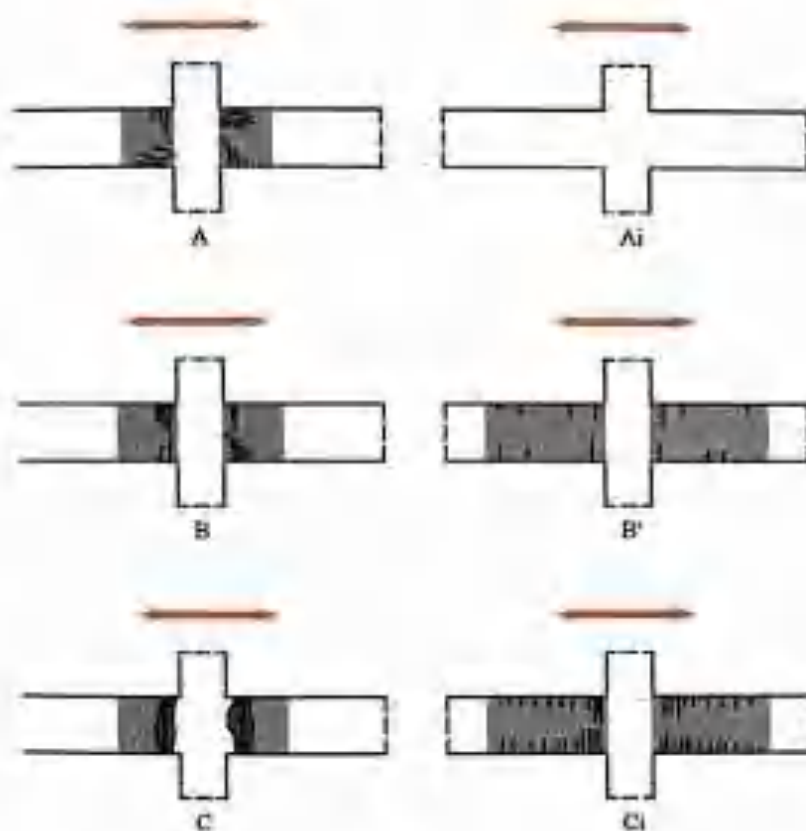


Figura 4.22. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos horizontales en las zonas próximas de los nudos sometidos a cargas dinámicas realizadas con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

En los elementos constructivos horizontales existen otros daños patológicos que, aunque menos frecuentes, son también importantes, como los daños producidos por excesivos momentos flectores o por momentos flectores negativos en zonas dimensionadas para ser momentos flectores positivos.

En la figura 4.23 se puede ver el comportamiento que tendrían estos elementos constructivos en caso de momentos flectores excesivos según las propiedades de los materiales cementicios canarios avanzados. Por otro lado, la figura 4.24 correspondería a momentos flectores contrarios al dimensionamiento del elemento para cargas estáticas. La multiplicidad de estos casos produciría los daños que se detallan en la figura 4.25, así como las mejoras en cuanto al comportamiento de los elementos constructivos diseñados con estos materiales cementicios avanzados. Para estos casos el diseño ideal sería el propuesto en la figura 4.9.c en el supuesto de que el material empleado no fuera en su totalidad ECC PP. 12 mm 70% 0/1.

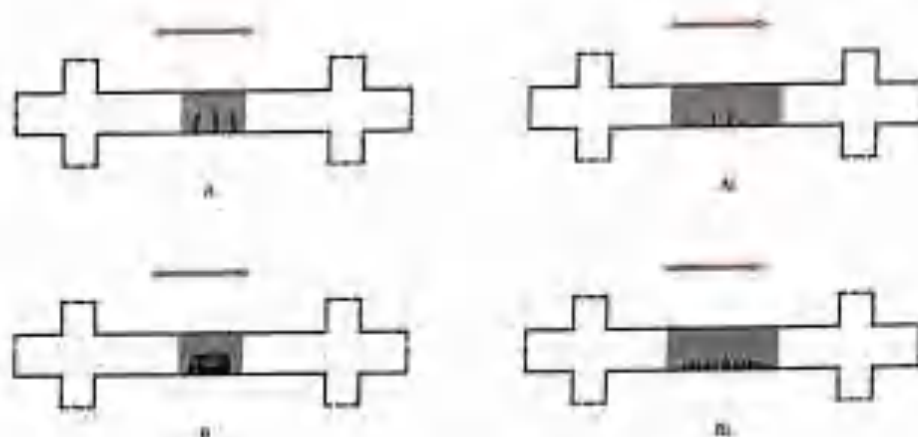


Figura 4.23. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos horizontales en las zonas centrales sometidos a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras con daños producidos por momentos excesivos.

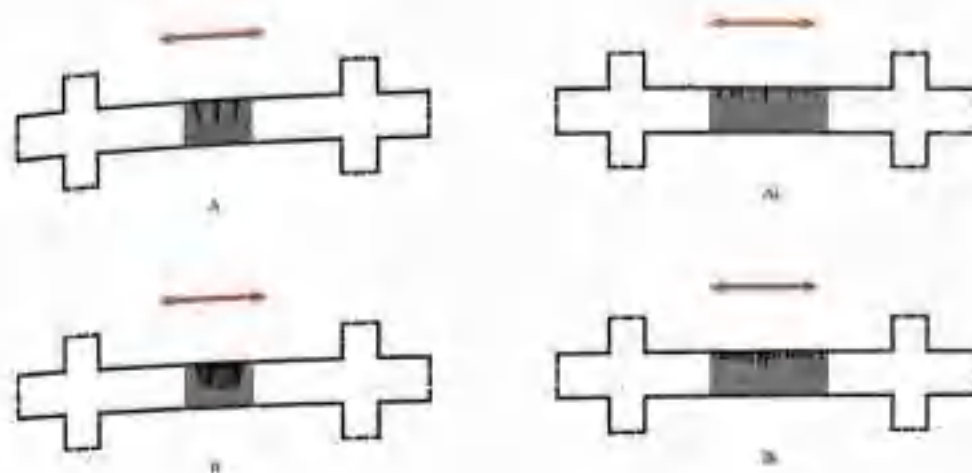


Figura 4.24. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos horizontales en las zonas centrales sometidos a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzada con fibras con daños producidos por momentos alternativos.

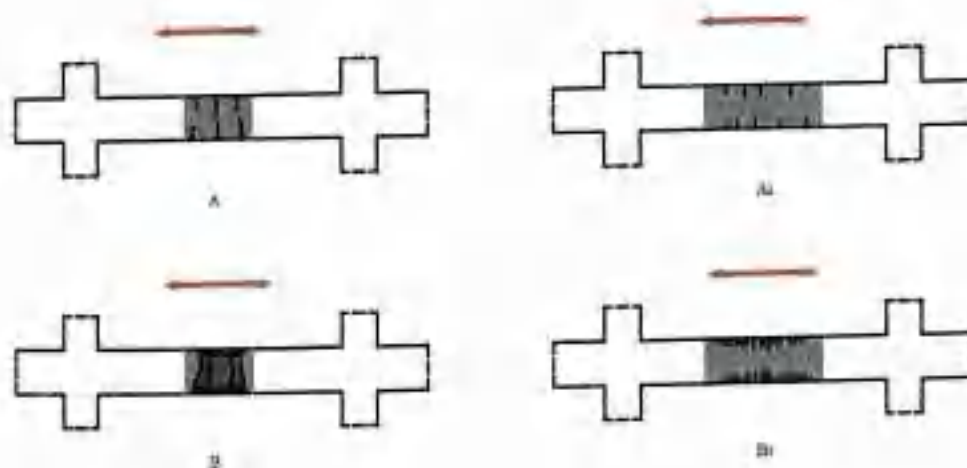


Figura 4.25. Análisis del comportamiento de los elementos constructivos horizontales en las zonas centrales sometidos a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzada con fibras con daños producidos por momentos excesivos y alternativos al mismo tiempo.

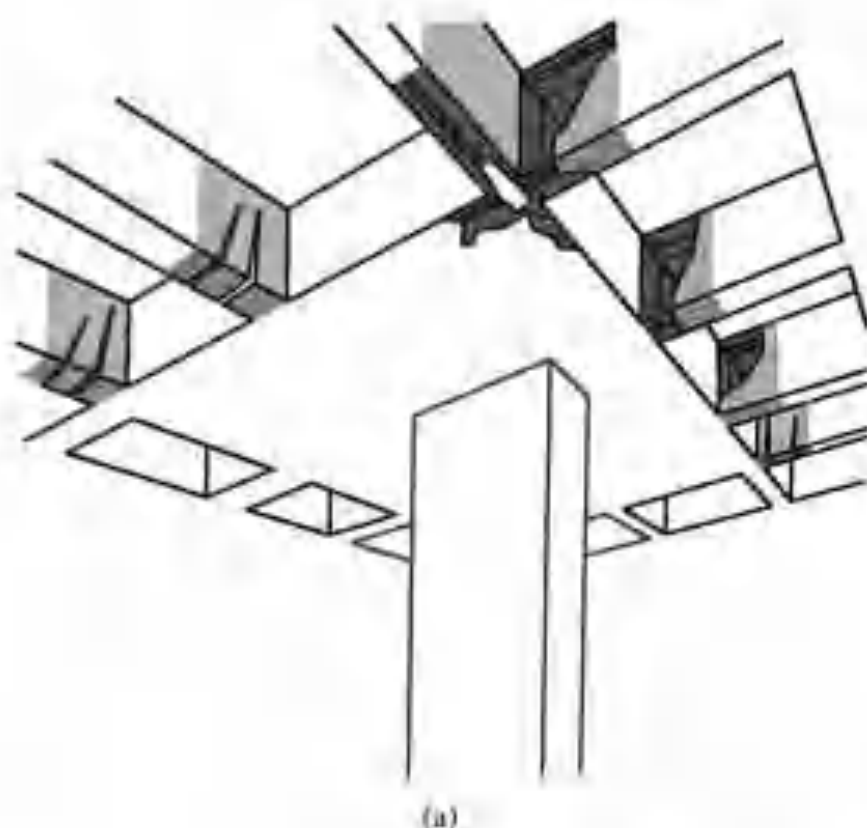


Figura 4.26. Análisis del comportamiento de los forjados reticulares sometidos a cargas dinámicas realizados con hormigón armado convencional canario o con materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras

En la figura 2.2 del capítulo 2 de esta investigación se mostraron los daños producidos por una acción sísmica a un forjado reticular en el archipiélago canario. En la figura 4.26.a se reproducen dichos daños; como se puede apreciar existen daños importantes por fisuras y otros daños en los que el hormigón ha desaparecido por completo, dejando el acero visto en su totalidad y perdiendo su capacidad estructural. En la figura 4.26.b se recrea cómo se hubiera comportado este forjado si sus nervios hubiesen sido realizados con

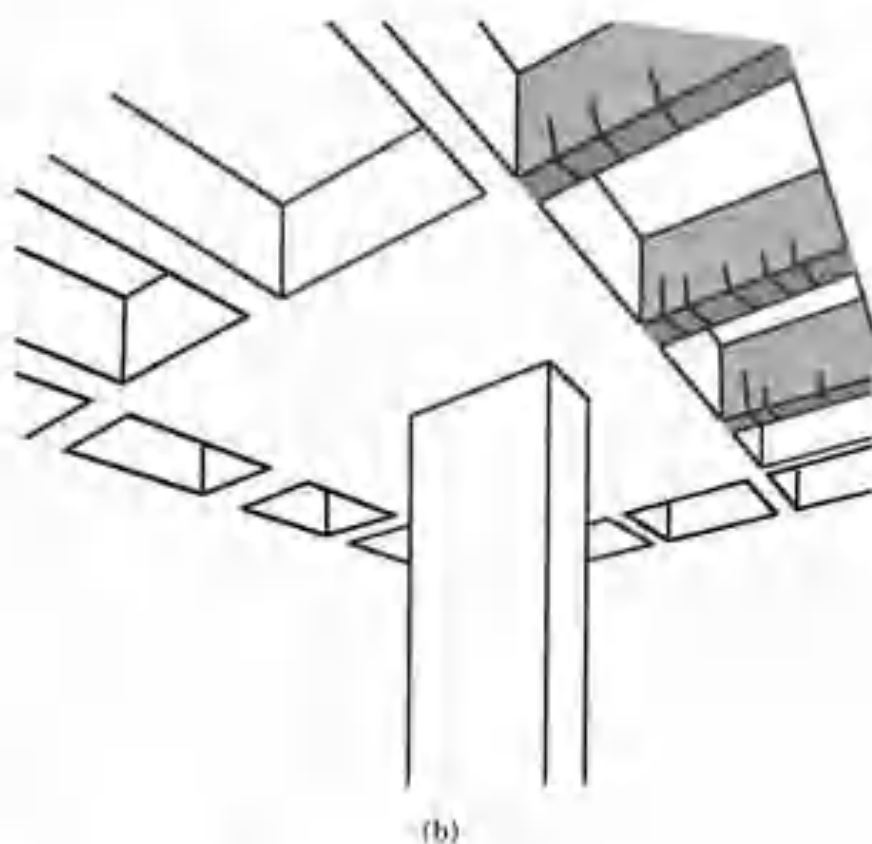


Figura 4.26. Continuación.

ECC PP. 12 mm 70% 0/1. Se aprecia que los nervios, dañados en menor medida que en el caso del hormigón canario convencional, probablemente hubieran sido capaces de soportar el movimiento sísmico sin recibir daño alguno a causa de la buena capacidad de amortiguamiento del material. Además, en los casos de inicio de proceso plástico de los nervios más dañados, éstos podrían haber distribuido mejor las tensiones y no se hubieran producido importantes daños localizados, sino microfisuras distribuidas a lo largo de todo el nervio, por lo que éste hubiera podido seguir teniendo vida útil.

4.4. CONCLUSIONES

En este capítulo se ha conseguido dar el salto del material al elemento constructivo. Para ello se ha utilizado el nexo de unión de las propiedades de los materiales.

Las aplicaciones constructivas propuestas han sido tanto de elaboración in situ (en obra) como de elementos prefabricados. En el apartado de aplicaciones constructivas se han podido diseñar diferentes elementos constructivos en función no sólo de las propiedades del material sino también de las exigencias de estos elementos cuando se ven sometidos a cargas dinámicas sísmicas o eólicas.

En el apartado de análisis y disección de las distintas aplicaciones se ha detallado cómo se comportarían estos elementos constructivos con los nuevos materiales. Con la aplicación de las propiedades de los nuevos materiales, las cualidades y la transmisión de tensiones (con la inclusión de acero) en estos elementos constructivos sometidos a cargas dinámicas obtienen una mejora considerable.

Todo ello muestra que los daños patológicos producidos por movimientos sísmicos o acción eólica en las islas Canarias (ver capítulo 2) se podrían haber evitado si los elementos constructivos dañados hubiesen estado fabricados con estos nuevos materiales canarios avanzados de matriz cementicia reforzados con fibras.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES

5.1. CONCLUSIONES

El principal objetivo de esta investigación era conseguir mejoras mecánicas y físicas de los materiales cementicios canarios mediante la utilización de diferentes materiales cementicios con refuerzos de fibras, de tal manera que los daños patológicos producidos en las islas por acciones dinámicas de origen sísmico o eólico pudieran disminuir en el futuro gracias a ellos. Una vez que se han analizado y discutido todos los ensayos y supuestos de la investigación podemos asegurar que dicho objetivo se ha cumplido.

Se ha podido verificar que con los materiales cementicios canarios, que presentan características únicas por los materiales que los componen y por la situación geográfica y climatológica a la que se ven expuestos, se pueden realizar materiales cementicios avanzados.

Estos materiales cementicios avanzados han permitido conseguir mejoras de las condiciones físicas y mecánicas en los materiales cementicios canarios comunes (bormigón tradicional canario para la edificación).

Respecto a las mejoras físicas, se han obtenido materiales cementicios con diferente consistencia y trabajabilidad. El hormigón canario del que partíamos era un material de consistencia blanda, sin embargo se han logrado hormigones secos pero con buena trabajabilidad (como los FRC), y materiales de matriz cementicia autocompactos (como los SCC, FRSCC y ECC).

Otro resultado destacable es la densidad y el módulo ultrasonidos de estos materiales. Se ha llegado a conseguir un material como el ECC, que posee una baja densidad y un módulo ultrasonidos bajo, de tal forma que nos encontramos ante un nuevo material de muy poco peso y escasa rigidez.

Uno de los objetivos de la investigación era la mejora mecánica de estos materiales. Se han obtenido materiales cementicios avanzados que superan las condiciones mecánicas tanto con compresión, tracción indirecta y flexión.

Los ensayos dinámicos realizados han dado unos magníficos resultados, ya que si comparamos el hormigón de referencia con el ECC observamos que el amortiguamiento a una frecuencia de 0,25 Hz ha aumentado en casi un 30%. En los FRC también ha aumentado de forma considerable dicho amortiguamiento. Por ello se ha conseguido otro de los objetivos anhelados: un material lo menos rígido posible, con un mejor comportamiento elástico y que además fuera capaz de disipar la energía acumulada por cargas dinámicas como sismos o vientos.

Conseguir un material cementicio dúctil que pudiera ser capaz de resistir a estas cargas dinámicas cuando el material entra en estado plástico era un objetivo que se ha visto cumplido, ya que se han conseguido unos materiales con magníficos índices de tenacidad (los ECC). También se han conseguido otros materiales (los FRC y los FRSCC) con buenos

Conclusiones

índices de tenacidad, aunque estos índices no estén a la altura de los de los ECC.

Un aspecto importante de los datos obtenidos es el relativo a la distinta forma de rotura de cada material. El hormigón de control (HC) y el hormigón autocompacto de referencia (SCC) presentaron una rotura única y un comportamiento frágil, sin embargo los FRC y los FRSCC, aunque también poseen una rotura única, tienen un comportamiento tenaz, y por ello el control de la fisura del material (objetivo de la investigación) es mejor. Por último, el comportamiento de rotura de los ECC es muy diferente a los anteriormente mencionados ya que presenta múltiples roturas, por lo cual es un material idóneo en el reparto de tensiones y de magnífico control.

Visto todo lo anterior se puede asegurar que se han conseguido materiales cementicios con una alta elasticidad y ductilidad -dos características fundamentales para poder conseguir mejores comportamientos ante cargas dinámicas-, porque al ser materiales poco rígidos y con buena capacidad de amortiguamiento las posibilidades de que estos materiales no sufran roturas es muy elevada. Si además estos materiales poseen una ductilidad considerable, en caso de producirse alguna rotura y entrar en periodo plástico son capaces de mantener sus resistencias mecánicas pese a haber fisurado, e incluso pueden aumentarlas, como se ha repetido varias veces a lo largo de la investigación.

El último objetivo de la investigación era proponer diferentes aplicaciones constructivas con estos nuevos materiales cementicios canarios, de manera que al compararlos con elementos constructivos realizados con los hormigones canarios convencionales pudiéramos constatar que las nuevas propiedades físicas y mecánicas proporcionarían un mejor comportamiento de estos elementos ante cargas dinámicas. Este

objetivo se ha visto cumplido, ya que al conseguir estos materiales con tan buenas características los daños patológicos de partida hubieran tenido un comportamiento distinto. En muchos casos no se hubieran producido y en otros el alcance hubiera sido mucho menores.

5.2. FUTURAS INVESTIGACIONES

Toda trabajo de investigación debe abrir nuevas líneas de investigación. Por este motivo mencionaremos algunas líneas con las que se podrá seguir trabajando en este campo.

Las posibilidades de trabajar con materiales cementicios avanzados reforzados con fibras son muy grandes. Aunque en este trabajo se ha usado el polipropileno (en el estado de la cuestión se demostró que es una fibra de excelentes características) existen otras muchas fibras -tanto de alto como de bajo módulo- con las que se puede trabajar. Algunas de estas fibras son el polietileno (PE), las fibras de vidrio (FV) o las fibras de alcohol polivinilo (PVA).

En el campo de los materiales se podría trabajar con distintas dosificaciones y ensayos de los FRC, los FRSCC y los ECC para conseguir mejores prestaciones, tanto de ductilidad como de resistencias a compresión, tracción y flexión.

En lo relativo a los aspectos físicos sería interesante trabajar también con la permeabilidad de estos materiales y su comportamiento en estado plástico. En Canarias tanto los daños por carbonatación del hormigón como los producidos por la corrosión de las armaduras causada por la entrada de agentes externos son muy elevados.

Otro aspecto interesante en el que se puede investigar es el del comportamiento de estos nuevos materiales cementicios ante agentes externos como el fuego. No sólo convendría

estudiar los procesos de explosión del hormigón, sino también cómo afectan estos agentes a la resistencia de las fibras.

En la investigación se han empleado cenizas volantes para la realización de los ECC, SCC y FRSCC, aunque también se podría experimentar la incorporación de puzolana canaria natural como sustitutivo de las cenizas.

Respecto al área de los elementos constructivos se podría aplicar el cálculo numérico mediante elementos finitos a los resultados obtenidos para estudiar más profundamente el comportamiento de estos elementos.

Por último, también cabe la posibilidad de elaborar ensayos a escala real de los elementos constructivos propuestos, tanto de los prefabricados como de los elementos in situ. Se podría realizar, por ejemplo, un pórtico de hormigón armado tradicional y compararlo con otro realizado con estos materiales cementicios avanzados reforzados con fibras.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI COMITÉ 544, "Measurements of Properties of Fiber Reinforced Concrete". American Concrete Institute, Detroit, Michigan, ACI544-2R-89, 1989.
- AAVV, "Patología de la edificación 19. Patologías por acciones sísmicas (1ª parte: estructuras de hormigón armado)" Asfa.
- AHMED, M. Polypropylene Fibers: Science and Technology. Elsevier Science Publishing Co., Inc. Nueva York, 1982.
- ASTIZ, M. A., MARÍ, A. y PEREPÉREZ, B. "Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas". Hormigón y Acero n°. 237, 41-60, 2005.
- BALAGURU, P. y SHAH, S. "Fiber-Reinforced Cement Composites". Mc Graw Hill. 1992.
- BALAGURU, P. y RAMAKRISHNAN, V. "Comparison of Slump Cone and VB Test as Measures of Workability for Fiber Reinforced and Plain Concrete", Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 9, n°. 1, Summer 1987. pp. 3-11.
- BARBAT, A. H., OLLER, S. y PUJADES, L. G. "Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios". Hormigón y Acero n°. 238, 61-73, 2005.
- BARLUENGA, G. "La junta en los sistemas de elementos para fachada: función constructiva, compositiva y estructural".

BIBLIOGRAFÍA

- ACI COMITÉ 544, "Measurements of Properties of Fiber Reinforced Concrete". American Concrete Institute, Detroit, Michigan, ACI544-2R-89, 1989.
- AAVV, "Patología de la edificación 19. Patologías por acciones sísmicas (1ª parte: estructuras de hormigón armado)" Asefa.
- AHMED, M. Polypropilene Fibers: Science and Technology, Elsevier Science Publishing Co., Inc. Nueva York, 1982.
- ASTIZ, M. A., MARÍ, A. y PEREPÉREZ, B. "Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas". Hormigón y Acero nº. 237, 41-60, 2005.
- BALAGURU, P. y SHAH, S. "Fiber-Reinforced Cement Composites". Mc Graw Hill, 1992.
- BALAGURU, R y RAMAKRISHNAN, V. "Comparison of Slump Cone and V-B Test as Measures of Workability for Fiber Reinforced and Plain Concrete". Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 9, nº. 1, Summer 1987, pp. 3-11.
- BARBAT, A. H., OLLER, S. y PUJADES, L. G. "Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sísmorresistente de edificios". Hormigón y Acero nº. 238, 61-73, 2005.
- BARLUENGA, G. "La junta en los sistemas de elementos para fachada: función constructiva, compositiva y estructural".

- Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, 2002.
- BARLUENGA, G. y HERNÁNDEZ-OLIVARES, F. "SBR latex modified mortar rheology and mechanical behaviour". Cement and Concrete Research, nº 34, 2004, pp. 527-535.
- BARLUENGA, G., HERNÁNDEZ-OLIVARES, F. y R. T. LEÓN, "Seismic response of a new design for vertical joints in architectural panels". Engineering structures, nº 25, 2003, pp. 1655-1664.
- BAZANT, Z.P. "Structural stability". International Journal of Solids and Structures 37 (1-2), pp. 56-67, 2000.
- BAZANT, Z.P. y JIRASEK, M. "Softening-induced dynamic localization instability: Seismic damage in frame". Journal of Engineering Mechanics 122, pp. 1149-1158, 1996.
- BOSCO, C. y CARPINTERI, A. "Fracture mechanics evaluation minimum reinforcement in concrete structures". Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, pp. 347-377, Elsevier 1992.
- CALAVERA, J. "Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado". Intermac, Madrid, 1996.
- CARPINTERI, A., CHIAIA, B. y K.M. NEMATI, "Complex fracture energy dissipation in concrete under different loading conditions". Mechanics of Materials nº 26, pp. 93-108, 1997.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. "Refuerzo de elementos estructurales mediante encolado de bandas de acero con resinas epoxídicas". Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1985.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. "Patología y terapéutica del hormigón armado". Dossat, Madrid, 1977.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. "Hormigones con fibras: Tecnología y propiedades generales". Hormigón y acero, 2003, nº 228-229, pp. 167-176.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. "Hormigón con fibras Componentes, dosificación, fabricación, propiedades y aplicaciones"

1. Curso de Tecnología del Hormigón en la Edificación y la Obra Pública. IECA Canarias. Las Palmas de Gran Canaria, 2004.
- GARCÍA, A. "Los plásticos "Los plásticos en la construcción I. Estructura y propiedades". Instituto Juan de Herrera, 1999.
- GARCÍA, A. "Los plásticos en la construcción II. Fabricación, durabilidad y usos". Instituto Juan de Herrera, 1999.
- GUIGOU, C. "Influencia de las características petrográficas de los áridos canarios en las propiedades de los hormigones" Tesis doctoral. 1990.
- GUIGOU, C. Mejora resistente de los hormigones convencionales fabricados en Canarias para su adaptación a las exigencias de las Instrucciones de Hormigón Estructural. Curso de Postgrado. E. T. S. de Arquitectura de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.
- GUTIERREZ, J.P. "Patología de estructuras de hormigón". Tratado de Rehabilitación. Tomo 3: Patología y técnicas de intervención. Elementos Estructurales. Universidad Politécnica de Madrid, 2001, pp. 345-349.
- HANNANT, D.J. "Ten years Flexural Durability Tests on Cement Sheets Reinforced with Fibrillated Polypropylene Networks". Fibers Reinforced Cements and Concretes-Recent Developments, Isevier, 1989, pp. 572-568.
- HERNÁNDEZ-OLIVARES, F. y BARLUENGA, G. "Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete". Cement and Concrete Research, nº 34, 2004, pp. 109-117.
- HERNÁNDEZ-OLIVARES, F., BARLUENGA, G., BOLLATI, M. y WTOSZEK, B. "Static and dynamic behaviour of recycled tyre rubber-filled concrete", Cement and Concrete Research, nº 32, 2002, pp. 1587-1596.
- JOHN, R., SHAFI, S.P. "Mixed mode fracture of concrete subjected to impact loading" Journal of Structural Engineering 116 (5), pp. 585-602, 1990.

- KAMADA, T. y LI, V. C. "The effects of surface preparation on the fracture behaviour of ECC/concrete repair system". *Cement & Concrete Composites* 22, 423-431. 2000.
- KANDA, T. y LI, V.C. "Interface Property and Apparent Strength of a High Strength Hydrophilic Fiber in Cement Matrix," *ASCE J. Materials in Civil Engineering*, Vol. 10, n^o. 1, pp. 5-13, 1998.
- KANDA, T. y LI, V.C. "Multiple Cracking Sequence and Saturation in Fiber Reinforced Cementitious Composites," *Concrete Research and Technology, JCI*, Vol. 9, n^o. 2, pp. 19-33, 1998.
- KANDA, T. y LI, V.C. "A New Micromechanics Design Theory for Pseudo Strain Hardening Cementitious Composite," *ASCE J. of Engineering Mechanics*, Vol. 125, n^o. 4, pp. 373-381, 1999.
- KHAJURIA, A. y BALAGURU, P. "Evaluation of New Synthetic Fibers for Use in Concrete". *Civil Engineering Report* n^o. 89-13, 1989.
- KHAJURIA, A., BOHRA, K. y BALAGURU, P. "Evaluation of New Synthetic Fibers in Concrete", *Durability of Concrete*, SP-126, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1991, pp. 851-868.
- KIM, Y. Y., FISCHER, G. y LI, V. C. "Performance of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composite". *ACI Structural Journal*, Technical Paper, n^o 101-S78, 2004, pp. 792-801.
- KIM, Y. Y., KONG, H. J. y LI, V. C. "Design of Engineered Cementitious Composite Suitable for Wet-Mixture Shotcreting". *ACI Materials Journal*, Technical Paper, n^o 100-M59, 2003, pp. 511-518.
- KRAAI, P. P. "A Proposed Test to Determine the Cracking Potential Due to Drying Shrinkage of Concrete". *Concrete Construction*, 1995, pp. 775-778.

- KROSCSWITZ, J. I. *Polymers: Fibers and textiles. A compendium*. Ed. John Wiley, Nueva York, 1990.
- LHONEUX, B., KALBSKOPF, R., KIM, P., LI, V. C., LIN, Z., VIDTS, D., WANG, S. y WU, H. C. "Development of High Tenacity Polypropylene Fibres for Cementitious Composites". 1999.
- LI, V. C. "From Micromechanics to Structural Engineering-The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Application". *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, JSCE, 10(2): pp. 37-48, 1993.
- LI, V. C. "High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites as Durable Material for Concrete Structure Repair". *International Journal for Restoration*, Vol. 10, nº 2, 169-180. 2004.
- LI, V. C. "On Engineered cementitious Composites (ECC) A Review of the Material and Its Applications". *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 1, nº. 3, 215-230 noviembre 2003.
- LI, V. C. y FISCHER, G. "Influence of Matrix ductility on the tension-stiffening behaviour of steel reinforced Engineered Cementitious Composites (ECC)". *ACI Structural Journal*, Vol. 99, nº 1, pp. 104-111, enero-febrero 2002.
- LI, V. C. y FISCHER, G. "Effect of matrix ductility on deformation behaviour of steel reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions". *ACI Structural Journal*, 2002.
- LI, V. C.; HORIB, H.; KABELEB, P.; KANDAC, T. y LIMD, Y. M., "Repair and retrofit with engineered cementitious composite". *Engineering Fracture Mechanics* 65, 817-834. 2000.
- LI, V. C. y WU, H. C. "Conditions for Pseudo Strain Hardening in Fiber Reinforced Brittle Matrix Composites" *Applied Mechanics Review*, 1992.

- MEDEOT, R. "Aislamiento y amortiguamiento en el diseño sísmico". Hormigón y Acero nº. 238, 45-59, 2005.
- NORMATIVA SISMORRESISTENTE (NCSE-02), 2002.
- OKAMURA, H. "Mix design for self-compacting concrete". Concrete JSCE, nº 25, junio 1995.
- OKAMURA, H. y OUCHI, M. "Self-Compacting Concrete". Journal of Advanced Technology. Japan Concrete Institute, 2003.
- OUCHI, M., NAKAMURA, S., OSTERBERG, T., HALLBERG, S. y IWIN, M. "Applications of Self-Compacting Concrete in Japan, Europe and the United States". Bridge Technology, US Department of Transportation, 2004.
- OYARZABAL, C. "Fisuración del Hormigón, Causas, diagnóstico y control". Financiera y Minera. Intalcementi Group. <http://forjados.iespana.es/patologia/FisuracionHormigon.pdf>
- PEERAPONG, S. "Mecánica de la fractura basada en el análisis de la fatiga para reparar losas de construcción con materiales cementicios con fibras". Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Tokin, 2003.
- PÉREZ LUZARDO, J. M. "Color y textura en el hormigón estructural". Internac, nº 4, 1991.
- PINDADO, M.A., AGUADO, A. y JOSA, A. "Fatigue behavior of polymer-modified porous concretes". Cement and Concrete Research, nº 29, 1999, pp. 1077-1088.
- RUIZ, G., ELICES, M. y PLANAS, J. "Size effect and bond-slip dependence of lightly reinforced concrete beams". A. Carpinteri ed. Minimum Reinforcement in Concrete Members, pp. 67-97, Elsevier 1999.
- SANTANA RODRÍGUEZ, R. "Características y propiedades de los hormigones autocompactables y su aplicación en Canarias". I Curso de Tecnología del Hormigón en la Edificación y la Obra Pública, IECA Canarias. Las Palmas de Gran Canaria, 2004.

Bibliografía

- SKARENDAHL, A. "Aceptación en el mercado del hormigón autocompactable. La experiencia sueca". Revista Cemento Hormigón, nº 840, septiembre 2002.
- TALERO, R. "Los cementos, sus adiciones y su durabilidad". Tratado de Rehabilitación. Tomo 3: Patología y técnicas de intervención. Elementos Estructurales. Universidad Politécnica de Madrid, 2001, pp. 329-343.
- VETEIZ, J.A. "Patología estructural. Aspectos químicos, normativa y estadística" Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. Marzo 1984.
- YOSHIKI, U. "State of the art report on the concrete products made of self-compacting concrete". International workshop on self-compacting concrete, agosto 2000.
- YU, R.C., ORTIZ, M. y ROSAKIS, A. "3D modeling of impact failure in sandwich structures" Fracture of polymers, composites and adhesives II, Blackman BRK, Pavan K & William JG Eds., pp. 527-537, Elsevier 2003.

ÍNDICE

PRÓLOGO	7
AGRADECIMIENTOS	11
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	15
1.1. PROBLEMAS ORIGINALES Y DATOS DE PARTIDA	15
1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN	16
1.3. METODOLOGÍA	17
1.4. ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	20
CAPÍTULO II: ESTADO DE LA CUESTIÓN	25
2.1. INTRODUCCIÓN	25
2.2. LOS HORMIGONES CANARIOS	26
2.2.1. Componentes	27
2.2.2. Normativa	29
2.2.3. Daños patológicos de los materiales cementicios	34
2.2.4. Situación actual de las investigaciones con hormigones canarios	47
2.3. MATERIALES CEMENTICIOS REFORZADOS CON FIBRAS	49
2.3.1. Propiedades de las fibras poliméricas	50

APLICACIONES CONSTRUCTIVAS DE MATERIALES CANARIOS AVANZADOS...

2.3.2. Estado plástico	56
2.3.3. Comparación de trabajos con distintas fibras	57
2.3.4. Durabilidad	61
2.3.5. Investigaciones recientes de ámbito nacional	62
2.4. MATERIALES CEMENTICIOS AVANZADOS CON FIBRAS (ECC: ENGINEERED CEMENTITIOUS COMPOSITE)	64
2.5. LOS HORMIGONES AUTOCOMPACTOS (SCC: SELF COMPACTING CONCRETE)	66
2.6. APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE LA FRACTURA A MATERIALES CEMENTICIOS REFORZADOS CON FIBRAS	68
2.6.1. Aplicación de la mecánica de la fractura para describir las características del puente de rotura de los materiales cementicios	70
2.6.2. Fallo por carga cíclica de los materiales cementicios con fibras	73
2.7. RESUMEN Y CONCLUSIONES	93

CAPÍTULO III: MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS. 97

3.1. INTRODUCCION	97
3.2. MATERIALES EMPLEADOS	98
3.2.1. Cemento	99
3.2.2. Áridos	100
3.2.3. Aditivos	107
3.2.4. Fibras de polipropileno	109
3.2.5. Adiciones	112
3.3. MÉTODOS DE ENSAYO	113
3.3.1. Ensayos físicos	115
3.3.2. Ensayos mecánicos estáticos	116
3.3.3. Ensayos mecánicos dinámicos	121
3.4. HORMIGÓN (CANARIO DE REFERENCIA O DE CONTROL)	123
3.4.1. Densificaciones	123
3.4.2. Ensayos realizados	124

Índice

3.5. HORMIGONES CANARIOS REFORZADOS CON FIBRAS CORTAS DE POLIPROPILENO (FRC: FIBER REINFORCED CONCRETE)	137
3.5.1. <i>Dosificaciones</i>	137
3.5.2. <i>Ensayos realizados</i>	140
3.6. HORMIGONES AUTOCOMPACTOS CANARIOS Y HORMIGONES CANARIOS REFORZADOS CON FIBRAS CORTAS DE POLIPROPILENO CON CAPACIDAD AUTOCOMPACTANTE (SCC: SELF COMPACTING CONCRETE Y FRSCC: FIBER REINFORCED SELF COMPACTING CONCRETE)	169
3.6.1. <i>Dosificaciones</i>	169
3.6.2. <i>Ensayos realizados</i>	172
3.7. COMPUESTOS CEMENTICIOS CANARIOS AVANZADOS (ECC: ENGINEERED CEMENTICIOUS COMPOSITE)	188
3.7.1. <i>Dosificaciones</i>	188
3.7.2. <i>Ensayos realizados</i>	192
3.8. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	224
3.8.1. <i>Caracterización de áridos</i>	224
3.8.2. <i>Físicos</i>	225
3.8.3. <i>Mecánicas estáticas</i>	230
3.8.4. <i>Mecánicas dinámicas</i>	257
3.9. CONCLUSIONES	268
 CAPÍTULO IV: APLICACIONES CONSTRUCTIVAS DE MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS	271
4.1. INTRODUCCIÓN	271
4.1.1. <i>Comportamiento de los distintos materiales cementicios con la incorporación de acero</i>	273
4.1.2. <i>Aplicaciones de los materiales cementicios avanzados con fibras</i>	276
4.2. APLICACIONES CONSTRUCTIVAS PROPUESTAS PARA LOS MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS	279

APLICACIONES CONSTRUCTIVAS DE MATERIALES CANARIOS AVANZADOS	
4.2.1. <i>Aplicaciones constructivas propuestas</i>	279
4.2.2. <i>Diseño y proceso constructivo de las diferentes aplicaciones</i>	282
4.3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LAS DISTINTAS APLICACIONES CONSTRUCTIVAS PROPUESTAS PARA LOS MATERIALES CANARIOS AVANZADOS DE MATRIZ CEMENTICIA REFORZADOS CON FIBRAS EN RELACIÓN CON LOS DAÑOS PATOLÓGICOS PRODUCIDOS POR ACCIONES ACCIDENTALES EÓLICAS O SISMOLOGICAS	293
4.4. CONCLUSIONES	304
 CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y FUTURAS INVESTIGACIONES	 305
5.1. CONCLUSIONES	305
5.2. FUTURAS INVESTIGACIONES	308
 BIBLIOGRAFÍA	 311

ESTE TOMO SE HA COMPUESTO
EN NEW BASKERVILLE,
CUERPO 10,5, INTERLINEADO 13.
EL PAPEL ES OFFSET DE 90 GRAMOS.
IMPRESIÓN EN OFFSET
Y ENCUADERNACIÓN CON HILO VEGITAL.
LA COBERTA ESTÁ PLASTIFICADA EN MATE.

