

CONSEJO NACIONAL ITALIANO DE INVESTIGACIÓN (CNR)

COMITÉ ASESOR DE RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Guía para el Diseño, la Ejecución y el Control de Intervenciones de Consolidación Estática mediante el uso de Compuestos Fibroreforzados en Matriz Inorgánica



CNR-DT 215/2018

Este documento está sujeto derechos de autor

Ninguna parte de esta publicación puede ser almacenada o transmitida en cualquier forma o por cualquier medio (electrónico, mecánico, grabación) sin el consentimiento previo por escrito del Consejo Nacional Italiano de Investigación. La reproducción de este documento es permitida para uso personal, no comercial

*El Consejo Nacional Italiano de Investigación
agradece
a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil
y su Rector, Ec. Mauro Toscanini,
por haber promovido y sostenido la difusión en lengua española
del documento CNR-DT- 215/2018
y agradece
al Prof. Antonio La Tegola y el Prof. Walter Mera
por haber dirigido la presente edición
en lengua española*

CNR-DT 215/2018

ÍNDICE

1	PREMISA	1
1.1	PREMISA AL DOCUMENTO CNR-DT 215/2018	1
1.2	FINALIDAD DE LAS INSTRUCCIONES	2
1.3	SIMBOLOS	2
2	MATERIALES FRCM PARA EL REFUERZO ESTRUCTURAL.....	6
2.1	INTRODUCCIÓN	6
2.2	RESEÑA DE APLICACIONES SIGNIFICATIVAS	7
2.2.1	Aplicaciones en estructuras de mampostería	7
2.2.1.1	Refuerzo de paneles de mampostería.....	7
2.2.1.2	Refuerzo de bóvedas y arcos.....	7
2.2.1.3	Bordillos de plano (laterales) y superiores.....	9
2.2.1.4	Confinamiento de columnas en mampostería	11
2.2.2	Aplicaciones en estructuras de hormigón armado	11
2.2.2.1	Refuerzo a flexión de vigas, columnas y viguetas de losa.....	11
2.2.2.2	Refuerzo a cortante de vigas y columnas.....	12
2.2.2.3	Confinamiento de columnas.....	13
2.2.2.4	Refuerzo de conexiones viga-columna	14
2.2.2.5	Refuerzo de paredes de hormigón armado.....	15
2.2.2.6	Refuerzo de losas (anti-hundimiento).....	15
2.2.2.7	Intervención anti-vuelco de paredes de mampostería	16
2.2.2.8	Refuerzo de puente.....	17
2.3	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL REFUERZO	18
3	CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO DE REFUERZO Y CUESTIONES ESPECIALES.....	20
3.1	USO DE CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EN PROBLEMAS DE VERIFICACIÓN Y DISEÑO	20
3.2	VALORES DE DISEÑO.....	21
3.2.1	Verificación en caso de incendio	22
4	REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....	22
4.1	REFUERZO DE PAREDES CARGADAS EN SU PLANO	22
4.1.1	Capacidad a cortante	22
4.1.2	Capacidad a flexo-compresión.....	25
4.2	REFUERZO DE PAREDES FUERA DE SU PLANO	26
4.3	BORDILLOS SUPERIORES	27
4.4	CONFINAMIENTO DE COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS A COMPRESIÓN CONCENTRICA.....	28
4.4.1	Confinamiento de columnas circulares	29
4.4.2	Confinamiento de columnas rectangulares	29
4.5	ESTRUCTURAS CON SIMPLE Y DOBLE CURVATURA	30
4.5.1	Estructuras con una sola curvatura.....	32
4.5.1.1	Verificación e identificación del refuerzo a través del enforque cinemático.....	32
4.5.1.2	Verificación e identificación del refuerzo a través del enforque estático	32
4.5.2	Bóvedas de cañón.....	33
4.5.3	Estructura en curvatura doble	34

5	REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	34
5.1	REFUERZO EN FLEXIÓN	34
5.1.1	Verificación en el Estado Límite Último (ELU).....	34
5.1.2	Verificación en el Estado límite de servicio (ELS).....	35
5.2	REFUERZO AL CORTE	35
5.2.1	Resistencia eficaz.....	36
5.3	CONFINAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOLICITADAS A COMPRESIÓN CENTRADA	37
5.3.1	Confinamiento de columnas rectangulares	37
6	DETALLES CONSTRUCTIVOS	38
7	MANTENIMIENTO Y REPARACIÓN.....	40
8	CONTROL	40
8.1	CONTROLES DE ACEPTACIÓN EN EL SITIO	41
8.2	CONTROL DE CALIDAD DEL SISTEMA DE REFUERZO.....	41
8.2.1	Pruebas semi- destructivas	41
8.2.2	Pruebas no destructivas	43
9	PRUEBAS EXPERIMENTALES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	43
10	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	46
11	EJEMPLOS NUMÉRICOS	53
11.1	REFUERZO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS EN EL PROPIO PLANO	53
11.1.1	Capacidad a cortante	53
11.1.2	Capacidad de flexo-compresión en el plano	55
11.2	REFUERZO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS FUERA DE SU PROPIO PLANO	59
11.3	INTERVENCIONES DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA	67
11.3.1	Ejemplo 1	67
11.3.2	Ejemplo 2	69
11.4	REFUERZO DE UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO	71
11.4.1	Diseño de refuerzo a flexión	71
11.4.2	Diseño del refuerzo a cortante	76
11.5	CONFINAMIENTO DE UNA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO	77
12	APÉNDICE 1: SOBRE EL CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A LA FLEXO-COMPRESIÓN EN EL PLANO	80
13	APÉNDICE 2: SOBRE LA VERIFICACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE REFUERZO Y ESTRUCTURA EN EL CASO DE SOPORTE CURVO.....	84

1 PREMISA

1.1 PREMISA AL DOCUMENTO CNR-DT 215/2018

Sobre los compuestos clásicos reforzados con fibra FRP (*Fibre Reinforced Polymer*), realizados con fibras largas de vidrio, carbono o aramida inmersas en matrices poliméricas (como las resinas epóxicas), se afianzan hoy en las intervenciones de rehabilitación estructural, siempre más frecuente, los compuestos reforzados con fibra FRCM (*Fibre/Fabric Reinforced Cementitious Matrix/Mortar*). En la literatura internacional, estos últimos son denominados también TRC (*Textile Reinforced Concrete*), TRM (*Textile Reinforced Mortars*), FRM (*Fabric Reinforced Mortar*) o también IMG (*Inorganic Matrix-Grid Composites*). A continuación, ya que el acrónimo FRCM ha sido adoptado en documentos ministeriales ya aprobados, se prefiere continuar utilizando el mismo. Los compuestos FRCM son el resultado del acoplamiento de redes elaboradas con las mismas fibras mencionadas anteriormente o con otras de más reciente aparición en el mercado de materiales de construcción y de una base inorgánica compuesta de mortero de cal o cemento. Entre las fibras innovadoras, se incluyen las de basalto, de PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo) y de acero. En particular, este último material muy común en el campo de la construcción, se repite con el uso en los FRCM en una versión de las prestaciones mecánicas fuertemente exaltadas gracias a un ciclo particular de elaboración.

La matriz inorgánica presenta numerosas ventajas relacionada a FRP, sobre todo para las aplicaciones en las fábricas de mampostería donde se espera su mejor afinidad con este tipo de soportes. Al momento están disponibles en el campo internacional algunas normas para la calificación de las FRCM y para la intervención de refuerzo estructural realizadas con dichos materiales. Se recuerdan los criterios de aceptación de los Estados Unidos de America (AC 434 - *Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems*, emitida por ICC Evaluation Service, 2018) y las líneas guía de diseño (RILEM TC 250-CSM & ACI 549 - *Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) and Steel Reinforced Grout (SRG) Systems for Repair and Strengthening Masonry Structures*), en proceso de aprobación.

En los últimos años, las aplicaciones innovadoras de FRCM para la rehabilitación estructural, por un lado, y la peculiaridad del patrimonio de la construcción italiana, ampliamente variado, por el otro, han atraído el interés científico de numerosos investigadores que operan en los sectores como Mecánica de las Estructuras, Construcción, Rehabilitación Estructural e Ingeniería Sísmica.

Parece evidente cómo la redacción de un documento italiano de instrucciones para la proyección, la ejecución y el control de intervenciones de consolidación estática mediante el uso de compuestos reforzados con fibras FRCM no fuese más pospuesto; sobre todo un documento amplio utilizable para las diversas tipologías presentes en el Patrimonio Nacional de la Construcción, para la construcción en mamposteia y en hormigón armado, y para los múltiples productos FRCM actualmente presentes en el mercado nacional, diferentes por naturaleza de la base y de las redes de refuerzo. El CNR, a través de su propio *Comité Asesor de Recomendaciones Técnicas para la Construcción*, advirtió puntualmente dicha exigencia y se propuso cumplirla, nombrando en junio del 2016 a un Grupo de Estudio con el deber de escribir *Instrucciones para la Construcción, la Ejecución y el Control de Intervenciones de Fijación Estática mediante el uso de Compuestos Reforzados con Fibra en Matriz Inorgánica*.

En julio de 2017, el Comité CNR aprobó la propuesta del Grupo de Estudio en un primer borrador del presente documento técnico. El Grupo de Estudio se ha ampliado a todos los investigadores italianos actuales, ya comprometidos científicamente con el tema, y ha beneficiado a la contribución de los fabricantes de FRCM. Así fué posible la redacción del presente Documento Técnico, de más amplio alcance comparado con el borrador inicial, caracterizado por aplicaciones más avanzadas y

enfoques más sofisticados provenientes de la investigación actual en el campo internacional sobre el tema del refuerzo estructural con FRCM.

El primer borrador arriba mencionado es en base a la Norma preparada y recientemente aprobada (enero 2019) por el Ministerio de Infraestructuras y Transportes (MIT) para la individualización de procedimientos de calificación de los FRCM.

Una válida contribución para la redacción de dicha norma ha sido proporcionada por los resultados de un *ruond robin* dirigido por el RILEM TC 250-CSM entre laboratorios de diversas Universidades Europeas.

1.2 FINALIDAD DE LAS INSTRUCCIONES

La finalidad de las presentes Instrucciones es de proporcionar, en el ámbito de las normas actualmente vigentes, un documento orientado para el diseño, la ejecución y el control de intervenciones de fijación estructural, para cargas gravitacionales y sísmicas, mediante el uso de compuestos reforzados con fibra FRCM. Las Instrucciones, por naturaleza, no son de hecho normas obligatorias pero representan exclusivamente una ayuda para los técnicos en filtrar con discreción la literatura específica que la bibliografía nacional e internacional pone a disposición, dejando sin embargo a los mismos la responsabilidad final por las elecciones escogidas.

El documento cubre los siguientes puntos:

- Materiales FRCM
- Reseña de aplicaciones significativas
- Conceptos básicos de refuerzo con FRCM y cuestiones especiales
- Refuerzo de estructuras de mampostería
- Refuerzo de estructuras de hormigón armado
- Detalles constructivos
- Mantenimiento y reparación
- Controles
- Pruebas experimentales en modelos estructurales
- Referencias bibliográficas
- Ejemplos numéricos

Incluye también los siguientes Apéndices:

- **Apéndice 1**, sobre el cálculo del momento resistente a la flexión-compresión en el plano
- **Apéndice 2**, sobre la verificación de la adherencia entre refuerzo y estructura en caso de mecanismo de falla por desprendimiento de soporte – refuerzo.

1.3 SIMBOLOS

El significado de los principales símbolos utilizados en el documento se muestra a continuación.

Notificaciones Generales

- (.)_c valor de cantidad (.) en relación con el concreto
- (.)_{cc} valor de cantidad (.) en relación con el concreto confinado
- (.)_d valor de diseño (o de cálculo) de la cantidad (.)
- (.)_f valor de cantidad (.) referido a la red (o de otra manera tejido) seco (o)
- (.)_k valor característico de cantidad (.)
- (.)_m valor de cantidad (.) en relación con la mampostería

$(.)_{mat}$	valor de cantidad (.) referido a la matriz
$(.)_{mc}$	valor de cantidad (.) en relación con la mampostería confinada
$(.)_R$	valor de cantidad (.) como resistencia
$(.)_s$	valor de cantidad (.) en relación con el acero
$(.)_S$	valor de cantidad (.) como sollicitación

Letras romanas mayúsculas

A_m	área de la sección de la columna de mampostería confinada
A_c	área de la sección de la columna de concreto confinada, neta de la armadura metálica
A_s	área de la armadura metálica
A_f	área del tejido seco
E_f	módulo de elasticidad normal del tejido seco
E_l	módulo de elasticidad normal del compuesto FRCM en fase no fisurada
E_m	módulo de elasticidad normal de la mampostería
D	diámetro de columnas circulares, o diagonal de la sección rectangular o cuadrada
H	longitud del panel de mampostería (altura de la sección transversal)
L_{max}	longitud máxima de anclaje
M_{Rd}	momento resistente de diseño de la sección reforzada
M_{Sd}	momento flector solicitante de diseño
M_{0d}	momento flector resistente de diseño del elemento antes del refuerzo
M_{1d}	momento flector resistente de diseño del elemento después del refuerzo
$N_{Rcc,d}$	resistencia de diseño a compresión centrada de la columna de hormigón armado confinada
$N_{Rmc,d}$	resistencia de diseño a compresión centrada de la columna de mampostería confinada
N_{Sd}	fuerza axial solicitante de diseño
N_o	fuerza axial para evaluaciones sobre estructuras de simple y de doble curvatura
N_m	esfuerzo de compresión en la mampostería
N_f	esfuerzo de tracción en el sistema de refuerzo
FC	factores de confianza
F_m	resultante específica de los esfuerzos de compresión en la mampostería, calculada con <i>stress-block</i>
F_f	resultante específica de los esfuerzos de tracción en el sistema de refuerzo
$V_{t,R}$	resistencia al corte en el plano de la pared de mampostería reforzada
V_{Rd}	resistencia al corte de elementos de concreto
$V_{Rd,c}$	resistencia al corte-compresión del concreto
$V_{Rd,f}$	contribución al corte-tracción del sistema de refuerzo FRCM
$V_{Rd,m}$	resistencia al corte fuera del plano de la pared de mampostería
$V_{Rd,s}$	contribución al corte-tracción de la armadura metálica
$V_{t,f}$	contribución a $V_{t,R}$ del refuerzo FRCM
V_t	contribución a $V_{t,R}$ de la mampostería no reforzada
$V_{t,c}$	valor de aplastamiento diagonal de la mampostería
X_d	valor de cálculo de la genérica propiedad de resistencia o de deformación

X_k valor característico de la genérica propiedad de resistencia o de deformación

Letras romanas minúsculas

t	espesor del panel de mampostería
t_{mat}	espesor de la matriz del refuerzo FRCCM
t_f	espesor equivalente del compuesto FRCCM suministrado por el fabricante
t_{2f}	$= 2 \cdot t_f$ en los casos en que el refuerzo se aplique en ambos lados del elemento reforzado
t_{VF}	espesor equivalente de las fibras dispuestas en dirección paralela a la fuerza de corte
n_f	número total de capas de refuerzo FRCCM
b, h	tamaño de la sección de la columna confinada
b_f	tamaño del refuerzo FRCCM el plano de flexión
b', h'	tamaño de la sección de la columna confinada, a menos redondeo de las esquinas
d	altura útil de la sección
d_f	distancia entre el borde en compresión extremo del elemento reforzado y el borde en tensión extremo del refuerzo FRCCM
f_{ccd}	resistencia de diseño del concreto confinado con FRCCM
f_{cd}	resistencia de diseño a la compresión del concreto (no confinado)
f_{fed}	resistencia efectiva de diseño del sistema de refuerzo
f_l	presión de confinamiento
$f_{l,eff}$	presión efectiva de confinamiento
$f_{c,mat}$	resistencia característica a compresión de la matriz
f_{mcd}	resistencia de diseño a la compresión de la mampostería confinada con FRCCM
f_{md}	resistencia de diseño a la compresión de la mampostería (no confinada)
f_{vd}	resistencia de diseño a corte de la mampostería no reforzada
f_{yd}	tensión de diseño del acero de las armaduras
g_m	densidad de masa de la mampostería expresada en kg/m^3 (confinamiento)
h_w	altura del alma de la viga
k_H	coeficiente de eficiencia horizontal (confinamiento)
k_{mat}	coeficiente adimensional que tiene en cuenta la presencia de la matriz inorgánica (confinamiento)
k'	coeficiente (adimensional) de incremento de la resistencia (confinamiento)
i	distancia entre los conectores
l_{ed}	longitud efectiva de anclaje
l	longitud de los conectores
ℓ	altura del panel de mampostería
ℓ_f	dimensión de cálculo del refuerzo FRCCM para el cortante
y_n	distancia del eje neutro desde el borde extremo en compresión de la sección recta
p_f	distancia entre los refuerzos
$\bar{q}_{u,f}$	límite de tensión del tejido seco para la aplicabilidad del método simplificado de Tabla 4.1
r_c	radio de redondeo de esquina
r	radio de curvatura de estructuras de simple y de doble curvatura

Letras minúsculas griegas

γ_m	factor parcial para materiales o productos
γ_{rt}	factor parcial para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
γ_{Rd}	factor parcial de modelo
$\varepsilon_{lim,conv}$	deformación límite convencional (situaciones extremas)
$\sigma_{lim,conv}$	tensión límite convencional (situaciones extremas)
α	coeficiente de amplificación para las situaciones de separación del soporte y/o de desplazamiento tejido-matriz de tipo intermedio
α_1, α_2	coeficientes de aumento de la resistencia (confinamiento)
α_3, α_4	coeficientes de aumento de la resistencia (confinamiento)
α_t	coeficiente que tiene en cuenta la reducida resistencia extensional de las fibras cuando son solicitadas a corte
$\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$	deformación límite convencional (situación intermedia)
$\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)}$	tensión límite convencional (situación intermedia)
ε_u	deformación última a falla para tracción del compuesto FRCM
σ_u	tensión última a la falla para tracción del compuesto FRCM
σ_o	tensión normal
σ_{max}	tensión máxima a la interface para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
σ_r	tensión ortogonal a la interface para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
τ_{0d}	tensión tangencial de diseño de la mampostería
τ_r	tensión tangencial a la interface para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
σ_{r0}	tensión de desprendimiento a la interface entre refuerzo y mampostería para evaluación en estructuras de simple y doble curvatura
σ_{rt}	resistencia a tracción mínima para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
$\varepsilon_{u,f}$	deformación última a la falla para tracción del tejido seco
$\sigma_{u,f}$	tensión última a falla para tracción del tejido seco
η	factor de conversión
η_a	factor de conversión ambiental
θ	ángulo de inclinación de la fisura de corte respecto al eje longitudinal del elemento
β	ángulo de inclinación de las fibras respecto al eje longitudinal del elemento
β_o	coeficiente reducido para evaluaciones en estructuras de simple y doble curvatura
σ_{fd}	tensión de diseño del refuerzo de FRCM
ε_{fd}	deformación de diseño del refuerzo de FRCM
$\varepsilon_{fd,rid}$	valor reducido de la deformación máxima de diseño del refuerzo de FRCM en confinamiento
ε_{mu}	deformación última por compresión de la mampostería
$\bar{\varepsilon}_m$	deformación última por compresión de la mampostería con comportamiento lineal
ρ_{mat}	porcentaje geométrico de la matriz de refuerzo (confinamiento)

2 MATERIALES FRCC PARA EL REFUERZO ESTRUCTURAL

2.1 INTRODUCCIÓN

Los materiales de FRCC - en lo sucesivo también denominados sistemas de refuerzo de FRCC o, simplemente, sistemas de FRCC. Los refuerzos de FRCC son obtenidos mediante redes hechas de hilos de acero de alta resistencia, aramida, basalto, carbono, PBO o vidrio; en particular, los hilos de acero se ponen en funcionamiento en forma de pequeñas hebras para obtener superficies corrugadas que favorecen la adhesión entre el refuerzo y la matriz. En el resto del documento, para referirse a las redes, se adoptará también indiferentemente el término "tejidos", que se usa comúnmente.

Los hilos o hebras se combinan con matrices inorgánicas hechas por ejemplo con aglutinantes a base de cal o cemento, con la posible adición de aditivos. En el caso de los aditivos orgánicos, se recomienda que el componente orgánico no exceda el 10% en peso del aglutinante inorgánico. De hecho, se debe tener en cuenta que a medida que aumenta el porcentaje general de los componentes orgánicos, el sistema FRCC puede sufrir un deterioro en las propiedades de permeabilidad, durabilidad y comportamiento durante fuego.

Generalmente, los sistemas de refuerzo FRCC, en el caso que esté presente solo una red, tienen un espesor comprendido neto entre 5 y 15 mm desde el sustrato nivelado. El espesor aumenta en el caso de más redes, pero por lo general está comprendido en los 30 mm. La distancia neta entre el contorno de los hilos o hebras, en las direcciones en la cual están presentes, generalmente no exceden 2 veces el espesor del mortero no mayor a 30 mm.

La alta relación entre resistencia y peso de los sistemas FRCC mejora el rendimiento mecánico del elemento estructural reforzado, lo que esencialmente ayuda a resistir los esfuerzos de tracción sin aumentar la masa o cambiar la rigidez significativamente.

Los refuerzos FRCC muestran, en general, una buena compatibilidad química-física con las capas de la mampostería y de hormigón, y una cierta permeabilidad al vapor; además pueden ser preparados y aplicados con simplicidad mediante procedimientos fundamentalmente tradicionales, también sobre superficies húmedas.

Para las propiedades mecánicas, los refuerzos FRCC son específicamente indicados en las aplicaciones para aquellas investigaciones de la movilización de deformaciones modestas, como sucede típicamente en el refuerzo de mampostería.

En los siguientes párrafos se muestran las reglas del diseño relacionadas a las principales aplicaciones estructurales, para las cuales, los modelos de cálculo están disponibles en la literatura ampliamente compartida por la comunidad técnica y científica a nivel nacional como internacional.

Las diferentes aplicaciones deben ser necesariamente apoyadas por extensas investigaciones preliminares realizadas en el laboratorio usando elementos estructurales en escala real para verificaciones de tipo numérico.

Para los aspectos legales sobre las identificaciones y calificaciones, y también para los relacionados con durabilidad, transporte, almacenamiento, movimiento, uso, se debe referir a la documentación que acompaña la marca CE o la Certificación de Evaluación Técnica (CET) y a los manuales de instalación, obligatorios para estos materiales según la norma recientemente aprobada por el MIT (enero 2019) con el título: *Norma para la identificación, la calificación y el control de aceptación de compuestos reforzados con fibras en bases inorgánicas (FRCC) a usarse para el refuerzo estructural de construcciones existentes*. La norma también cubre los tipos de sistemas de refuerzo objeto del presente documento, y para las redes de vidrio, limita a solamente el uso de fibras AR (resistencia alcalina - *Alkali Resistent*).

En este documento, "tejido seco" se entenderá como tejido no insertado dentro de la matriz inorgánica, lo que incluye los tejidos o las redes saturadas o preimpregnadas, según las prescripciones de la Guía del MIT.

El enfoque propuesto en este documento para tratar uniformemente la amplia gama de materiales FRMC disponibles en el mercado italiano, diferentes por naturaleza de las redes y de las bases, acopladas en las notables variedades de los soportes presentes en el patrimonio nacional de la construcción, muestra un aspecto peculiar y ha representado la principal dificultad encontrada en su redacción, así como ya había pasado en la implementación del procedimiento de calificación.

Será responsabilidad de los técnicos a cargo del diseño y la dirección de los trabajos a elegir, en el vasto panorama que ofrece el mercado, el tipo de refuerzo más adecuado a la aplicación específica, la naturaleza de la matriz y la red.

Finalmente, para aspectos relacionados con la aceptación en sitio, se debe referir a las normas técnicas vigentes ya mencionadas por la Norma Ministerial.

2.2 RESEÑA DE APLICACIONES SIGNIFICATIVAS

A continuación, se reportan algunas aplicaciones significativas (Figuras 2.1-2.22) de refuerzo de estructuras de mampostería y de hormigón armado utilizando compuestos FRMC. Estas pueden ser útiles para el lector para conocer la amplia gama de aplicaciones posibles con este tipo de materiales.

2.2.1 Aplicaciones en estructuras de mampostería

2.2.1.1 Refuerzo de paneles de mampostería

La capacidad de carga de corte y de flexión-compresión de un tabique de mampostería puede ser incrementada aplicando el refuerzo con FRMC sobre superficies de la pared, se puede prever la aplicación de tejido en forma continua o en bandas.



Figura 2.1 –Refuerzo de paneles de mampostería con red de basalto.

2.2.1.2 Refuerzo de bóvedas y arcos

Las bóvedas y arcos pueden ser reforzados aplicando los FRMC ya sea en sus lados internos como externos. En ambos casos, el objetivo es verificar la falta de resistencia a tracción de la mampostería contrastando la formación de articulaciones estructurales.

El refuerzo puede estar disponible en modo continuo o en banda, y puede ser pegado a las paredes al mismo tiempo por adhesión con conexiones particulares.

Siempre que sea posible, este tipo de refuerzo generalmente se combina con la construcción de bordillos en mampostería y la inserción de cadenas de acero.



Figura 2.2 – Refuerzo con red de fibra de basalto en hoja instalado con revoque difuso de mortero a base de cal hidráulica en el exterior de una bóveda..



Figura 2.3 – Aplicación de bandas de tejido de metal galvanizado unidireccional y mortero para refuerzo en el exterior de bóvedas en mampostería.



(a)

(b)

Figura 2.4 – (a) Refuerzo interno de la bóveda del pabellón mediante bandas de tejido unidireccional de fibra de acero galvanizado de alta resistencia instaladas con mortero a base de cal hidráulica natural; (b) Refuerzo externo de la bóveda en cruz mediante bandas de tejido unidireccional de fibra de acero galvanizado de alta resistencia instaladas con mortero a base de cal hidráulica.



Figura 2.5 – Refuerzo al interior de bóveda en mampostería con red de fibra de vidrio AR y mortero.

2.2.1.3 Bordillos de plano (laterales) y superiores

Para aumentar los multiplicadores de colapso asociados al cinematismo del vuelco de macro elementos de mampostería, es posible realizar una unión externa elaborada con bandas de tejido para cercar el edificio.

Además es posible realizar bordillos superiores en mampostería armada insertando en las articulaciones horizontales mortero con tejido de refuerzo.



Figura 2.6 – Bordillos laterales hechos con tejidos de PBO y acero.



Figura 2.7 – Bordillo superior hecho con tejidos a base de redes de acero.

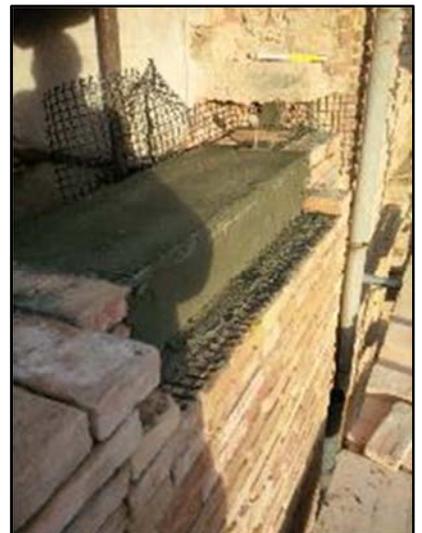


Figura 2.8 – Bordillo superior hecho con tejidos a base de redes de vidrio AR.

i

2.2.1.4 Confinamiento de columnas en mampostería

La envoltura de elementos sometidos a compresión axial o en presencia de pequeñas excentricidades permite aumentar la ductilidad del elemento y aumentar su capacidad de carga. Las envolturas se pueden realizar en continuo o con bandas discontinuas entre ellas.



Figura 2.9 – Confinamiento de columna de mampostería con red de vidrio AR.

2.2.2 Aplicaciones en estructuras de hormigón armado

2.2.2.1 Refuerzo a flexión de vigas, columnas y viguetas de losa

El refuerzo a flexión se realiza mediante la aplicación de bandas de tejido sobre la cara en tensión de elementos de los cuales se desea aumentar la capacidad de flexión. La intervención también permite la limitación de los estados fisurativos y la reducción de deformaciones bajo cargas de servicio, aunque a menudo de forma no sustancial.



Figura 2.10 – Refuerzo a flexión de una viga y de una columna con red de PBO.



Figura 2.11 – Refuerzo a flexión de viga con bandas de tejido unidireccional hecho con redes de acero galvanizadas de alta resistencia y revoque de mortero de cemento.

2.2.2.2 Refuerzo a cortante de vigas y columnas

El refuerzo de corte se realiza mediante la aplicación de bandas de tejido a la superficie del elemento cuya resistencia se debe aumentar. El refuerzo puede ser continuo, aplicando cada banda de tejido adyacente a la anterior, o discontinua, espaciando las bandas de refuerzo con espacios vacíos. Además, el refuerzo puede realizarse envolviendo completamente la sección o con una configuración en forma de “U”, posiblemente utilizando conectores.



Figura 2.12 – Refuerzo a cortante de una viga con red de PBO.

2.2.2.3 Confinamiento de columnas

Así como para mampostería, la envoltura de los elementos sometidos a compresión axial o en presencia de una pequeña excentricidad, permite aumentar la ductilidad del elemento y la capacidad de carga. Las envolturas se pueden realizar en continuo o con bandas discontinuas entre ellas.



Figura 2.13 – Confinamiento de columna con tejido unidireccional realizado con red de acero galvanizado de alta resistencia y mortero de cemento.



Figura 2.14 – Confinamiento de columna con tejido metalico galvanizado unidireccional y mortero.

2.2.2.4 Refuerzo de conexiones viga-columna

La ductilidad de las conexiones de vigas y columnas puede ser incrementada envolviendo en forma continua la extremidad de los elementos que convergen.



Figura 2.15 – Refuerzo de conexiones vigas-columna.



Figura 2.16 – – Refuerzo de conexiones vigas-columna con tejido metálico galvanizado unidireccional y mortero de cemento

2.2.2.5 Refuerzo a cortante de paredes de hormigón armado



Figura 2.17 – Refuerzo a cortante de muros de hormigón armado.

2.2.2.6 Refuerzo de losas (anti-hundimiento)



Figura 2.18 – Refuerzo de una losa (anti-hundimiento).



Figura 2.19 – Refuerzo de losa (anti-hundimiento) con red de fibra de vidrio AR y mortero.

2.2.2.7 Intervención anti-vuelco de paredes de mampostería

La conexión de las mamposterías al pórtico estructural se puede lograr aplicando la red a la mampostería y conectándola al pórtico con conectores, o aplicando bandas de tejido entre el pórtico y la mampostería.



Figura 2.20 – Refuerzo anti-vuelco de paredes con un sistema FRCM hecho de red de fibra de vidrio, mortero, promotor de adherencia e incrustaciones de fibra de vidrio.



Figura 2.21 – Protección anti-vuelco de panel de mampostería con diferentes tipos de redes y conectores.

2.2.2.8 Refuerzo de puente



Figura 2.22 – Refuerzo con redes de PGO al interior de un puente con arcos de hormigón

2.3 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL REFUERZO

La ley constitutiva típica para la tensión-deformación de un sistema FRCM en una prueba de tracción uniaxial que es asimilable a una poli-línea formada por tres etapas consecutivas (Figura 2.23), muestras no fisuradas (Etapa A), muestras en fase de fisura (Etapa B) y muestras fisuradas (Etapa C), respectivamente.

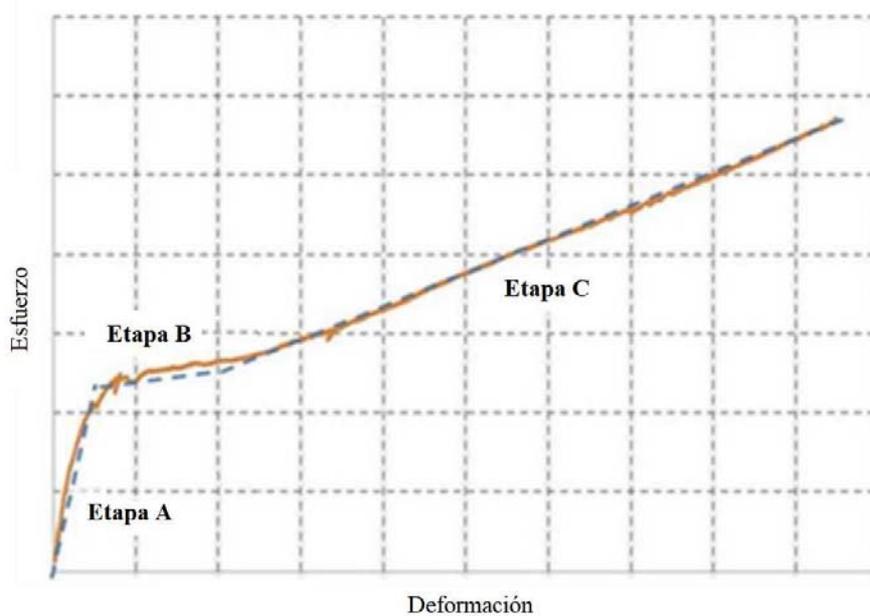


Figura 2.23 – Ley constitutiva a tracción uniaxial de un espécimen FRCM (A_f área de tejido seco).

Dicha ley no es suficiente para caracterizar el comportamiento mecánico de un sistema FRCM, ya que el uso de este último como refuerzo de un elemento estructural lleva a considerar los múltiples mecanismos de colapso que pueden ocurrir después de la interacción del refuerzo y el sustrato, enumerados a continuación y descritos en la Figura 2.24:

- A. desprendimiento con falla cohesiva del soporte del refuerzo;
- B. desprendimiento a la interface matriz-soporte;
- C. desprendimiento a la interface matriz-tejido;
- D. deslizamiento del tejido en la matriz;
- E. deslizamiento del tejido y fisuración del estrato de mortero más externo;
- F. falla a tracción del tejido.

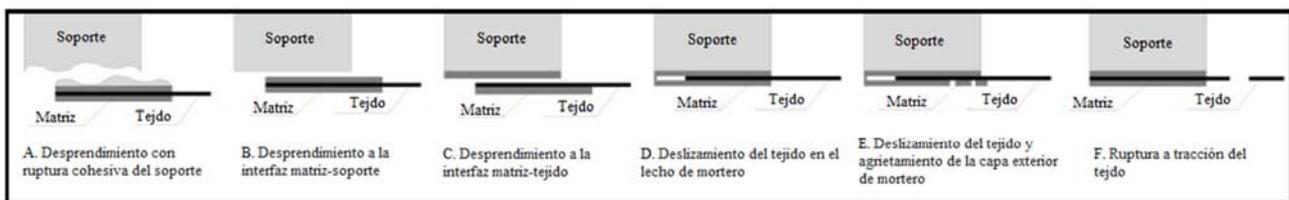


Figura 2.24 – Mecanismos de colapso.

Por esta razón, es necesario que la caracterización mecánica incluya, además de la prueba de tracción del sistema FRCM y del tejido seco, también la prueba de desprendimiento del soporte, y cualquier otra prueba apropiada en relación con las características específicas del sistema.

Para efectos de estas instrucciones, los refuerzos FRCM se caracterizan por las siguientes propiedades mecánicas:

- a) tensión límite convencional, $\sigma_{\text{lim,conv}}$ (valor característico), deformación límite convencional, $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$, como se define a continuación (ambas propiedades dependen del soporte);
- b) módulo de rigidez a tracción de la muestra en la etapa A, si es detectable (E_f , valor medio);
- c) tensión última σ_u (valor característico) y deformación última ε_u (valor medio) del compuesto FRCM a falla por tracción;
- d) tensión última, $\sigma_{u,f}$ (valor característico) del tejido seco a falla por tracción;
- e) módulo elástico E_f del tejido seco (valor medio);
- f) deformación última a tracción, $\varepsilon_{u,f}$, del tejido seco ($\varepsilon_{u,f} = \sigma_{u,f} / E_f$);
- g) resistencia a compresión de la matriz/mortero, $f_{c,\text{mat}}$, característica o nominal (esta última asumida como característica).

La definición de estos parámetros de calificación representa una contribución original de los componentes de los dos Grupos de Estudio, del CNR y del MIT, obtenida a través de un articulado trabajo de refinamiento progresivo, al cual han contribuido los resultados de un *round robin* promovido por RILEM TC 250-CSM entre los laboratorios de diversas universidades europeas.

Las tensiones son referidas, por convención, al área de la sección transversal del tejido seco (A_f), prescindiendo de la presencia de la matriz/mortero.

Se define también el espesor equivalente, t_f , del sistema FRCM mostrado en la ficha técnica del Fabricante. El espesor equivalente de una red de refuerzo en la dirección de la trama (urdimbre) es la relación entre el peso de hilos/alambres en la dirección de la trama (urdimbre) y el peso específico de las fibras que las sustituyen.

En el caso de tener una red, en trama y urdimbre, con el mismo número y el mismo tipo de hilos/alambres, el espesor equivalente es igual en las dos direcciones. En caso diferente, el espesor equivalente es distinto siempre y cuando que se considere la dirección de la trama o de la urdimbre.

3 CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO DE REFUERZO Y CUESTIONES ESPECIALES

3.1 USO DE CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EN PROBLEMAS DE VERIFICACIÓN Y DISEÑO

La tensión límite convencional $\sigma_{\text{lim,conv}}$, para un sistema específico FRCM, representa la resistencia del sistema de refuerzo obtenida mediante pruebas de desprendimiento de los soportes convencionales y depende del tipo de soporte: corresponde al valor característico de los picos de fuerza registrados durante la prueba de desprendimiento del soporte (ver la Norma para identificación, calificación y control de aceptación de refuerzos en FRCM). La deformación del límite convencional es igual a $\varepsilon_{\text{lim,conv}} = \sigma_{\text{lim,conv}} / E_f$ (Figura 3.1).

El uso de la deformación límite convencional y de la tensión límite competente convencional permite diseñar intervenciones de refuerzo FRCM evitando la verificación específica en la comparación del fenómeno de desprendimiento del soporte o de desplazamiento de las fibras en la matriz en relación a la extremidad del refuerzo, lo que es necesario en casos en que dicha modalidad de falla sea posible. Esto sucede cuando la carga en el sistema de refuerzo es máxima en los extremos, situación que se verifica usualmente en las intervenciones de refuerzo a flexión de vigas o pilares sujetos a acciones horizontales (típicamente las acciones sísmicas), o en las de refuerzo de corte de vigas de hormigón armado.

En cambio, el refuerzo puede ser extendido hasta una distancia significativa de la sección mayormente solicitada, como en el caso de refuerzo en paneles de mampostería realizados fuera del plano o de las vigas de hormigón armado reforzadas en el interior para incrementar la capacidad a flexión en las comparaciones de cargas gravitacionales, falla por desprendimiento del soporte, o evitando el desplazamiento de las fibras en la matriz localizada en los extremos del refuerzo.

Las fallas antes mencionadas, por desprendimiento del soporte o por desplazamiento de las fibras en el interior de la matriz localizada a lo largo del elemento, o por la falla de la red, pueden ocurrir cuando los valores de deformación son significativamente superiores a la deformación límite convencional.

Dicho esto, a los efectos de la presente normativa, los valores de los parámetros para emplear en las verificaciones controladas por fenómenos en los extremos son aquellos límites convencionales arriba mencionados: $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$ y $\sigma_{\text{lim,conv}}$.

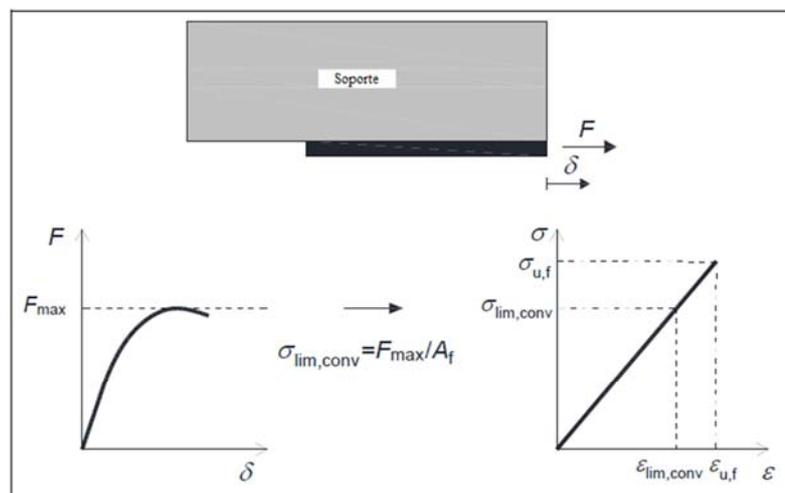


Figura 3.1- Determinación de la $\sigma_{\text{lim,conv}}$ y de la $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$.

En las verificaciones gobernadas por los mismos fenómenos, pero localizados en zonas intermedias, los valores a emplear son los siguientes: $\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \varepsilon_{lim,conv}$ y $\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)} = E_f \cdot \varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$.

El coeficiente de amplificación α debe ser asumido igual a 1.5 para todos los sistemas FRCM a excepción de aquellos para los cuales el punto de ordenada $\sigma_{lim,conv}$ recae en la etapa A de la curva media sobre la tensión y deformación indicada. Para estas últimas se debe asumir $\alpha = 1.0$.

Valores de α superiores, respectivamente, a 1.5 o a 1.0 son posibles pero deben ser apoyados por oportunas pruebas experimentales sobre elementos estructurales, como descritos en § 9.

En cada caso, el valor de $\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)}$ debe ser menor o igual a σ_u . A los valores anteriores se deben aplicar los factores parciales y de conversión indicado en el párrafo siguiente.

En las situaciones gobernadas por la resistencia de la red (y/o tejido) y no por la capacidad de adhesión del refuerzo FRCM al soporte, o por el desplazamiento de la red al interior de la matriz, los valores para emplear en el diseño son la deformación de falla del tejido seco y la competente tensión de falla: $\varepsilon_{u,f}$ y $\sigma_{u,f}$. A los valores anteriores se deben aplicar los factores parciales y de conversión indicados en el párrafo siguiente.

A continuación, en algunos casos, como en particular para el confinamiento, las fórmulas predictivas propuestas se han calibrado en base a la deformación última de la red seca, único parámetro de calificación declarado en los trabajos científicos que al momento están disponibles en la literatura.

3.2 VALORES DE DISEÑO

El valor de cálculo, X_d , de la propiedad genérica de resistencia o deformación de un sistema de refuerzo FRCM es expresado mediante una relación del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \tag{3.1}$$

Donde η es un factor apropiado de conversión que tiene en cuenta problemas especiales, X_k es el valor característico de la propiedad en cuestión y γ_m es el factor parcial correspondiente.

Este último es igual a 1.5 para los Estados Límites Últimos (ELU); a 1.0 para los Estados Límites de Servicio (ELS). Para las verificaciones en relación de los Estados Límites Últimos, se tiene en cuenta los efectos de los factores ambientales atribuyendo al factor de conversión η , a falta de datos más específicos, los valores η_a expuestos en la Tabla 3.1, cualquiera que sea la naturaleza de la red.

Condición de exposición	η_a
Interna	0.90
Externa	0.80
Ambiente agresivo	0.70

Tabla 3.1 – Factores de conversión ambiental.

Valores más altos, hasta 1.0, son posibles siempre que estén respaldados por pruebas de laboratorio específicas realizadas por el Fabricante relacionados por los principios generales indicados en § 9, teniendo en cuenta la fisuración de la matriz.

Para las verificaciones de los Estados Límites de Servicio, previstas para las intervenciones en las estructuras en hormigón armado, se debe tener en cuenta el fenómeno de la fatiga estática como se indica en § 5.1.2.

3.2.1 Verificación en caso de incendio

En el caso de incendio, la estructura reforzada debe ser verificada sin el refuerzo: las acciones deben ser previstas para la combinación casi permanente de la Norma vigente; las capacidades de los elementos deben ser calculados con valores unitarios de los factores parciales de los materiales.

4 REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

El refuerzo de las estructuras en mampostería representa una de las aplicaciones más importantes para los sistemas FRCM. Estos refuerzos pueden extenderse a toda la superficie del elemento de mampostería o aplicarse a bandas de ancho suficiente para contener adecuadamente la tensión tangencial en la interface de mampostería-refuerzo.

Las verificaciones de seguridad se pueden realizar solo para el Estado Límite Último como se indica a continuación.

Por regla, el incremento de la capacidad de cálculo del elemento reforzado con FRCM no puede ser superior del 50% en relación al elemento no reforzado. La limitación no se aplica para las acciones sísmicas.

4.1 REFUERZO DE PAREDES CARGADAS EN SU PLANO

Para mejorar la capacidad de carga de paredes cargadas en su propio plano, se puede utilizar refuerzos de FRCM. En los casos de mampostería con características mecánicas escasas, como por ejemplo mampostería de piedra, es necesario agregar otros tipos de intervención para asegurar la estructura interna de la pared y permitir la correcta transferencia de esfuerzo al refuerzo FRCM.

Los siguientes párrafos muestran indicaciones para el diseño y /o la verificación de intervenciones de refuerzo a corte y a flexo-compresión en mampostería en su propio plano.

4.1.1 Capacidad a cortante

Para aumentar la capacidad de corte de paredes cargadas en su propio plano, se puede prever la aplicación de refuerzos FRCM colocados preferiblemente en modo simétrico sobre las dos caras, y generalmente extendidos a toda su superficie con las fibras dirigidas preferiblemente en las direcciones vertical y horizontal. Para el propósito del diseño de refuerzo en corte, se considera el área de las fibras colocadas paralelamente a la fuerza del corte; en cualquier caso, para garantizar la eficacia de dicho refuerzo y evitar presencia de fisuras, es aconsejable prever también fibras colocadas ortogonalmente.

La resistencia a corte de la pared reforzada ($V_{t,R}$) es calculada como la suma de la contribución de la mampostería no reforzada (V_t), evaluada de acuerdo con la Normativa vigente para las paredes no reforzadas que están en fallas por corte tracción y refuerzo ($V_{t,f}$).

Este último es evaluado con la siguiente relación:

$$V_{t,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot \ell_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot \quad (4.1a)$$

donde:

- λ_{Rd} es un factor parcial de modelo al que se atribuye valor 2, en el estado de conocimiento actual;
- n_f es el número total de las capas de refuerzo colocados sobre la cara de la pared;
- t_{Vf} es el espesor equivalente de una capa de la red con fibras colocadas en dirección paralela en la fuerza del corte;
- ℓ_f es la dimensión del cálculo del refuerzo medida ortogonalmente a la fuerza de corte, y en cada caso no puede ser asumida mayor a la dimensión H de la pared (Figura 4.1).

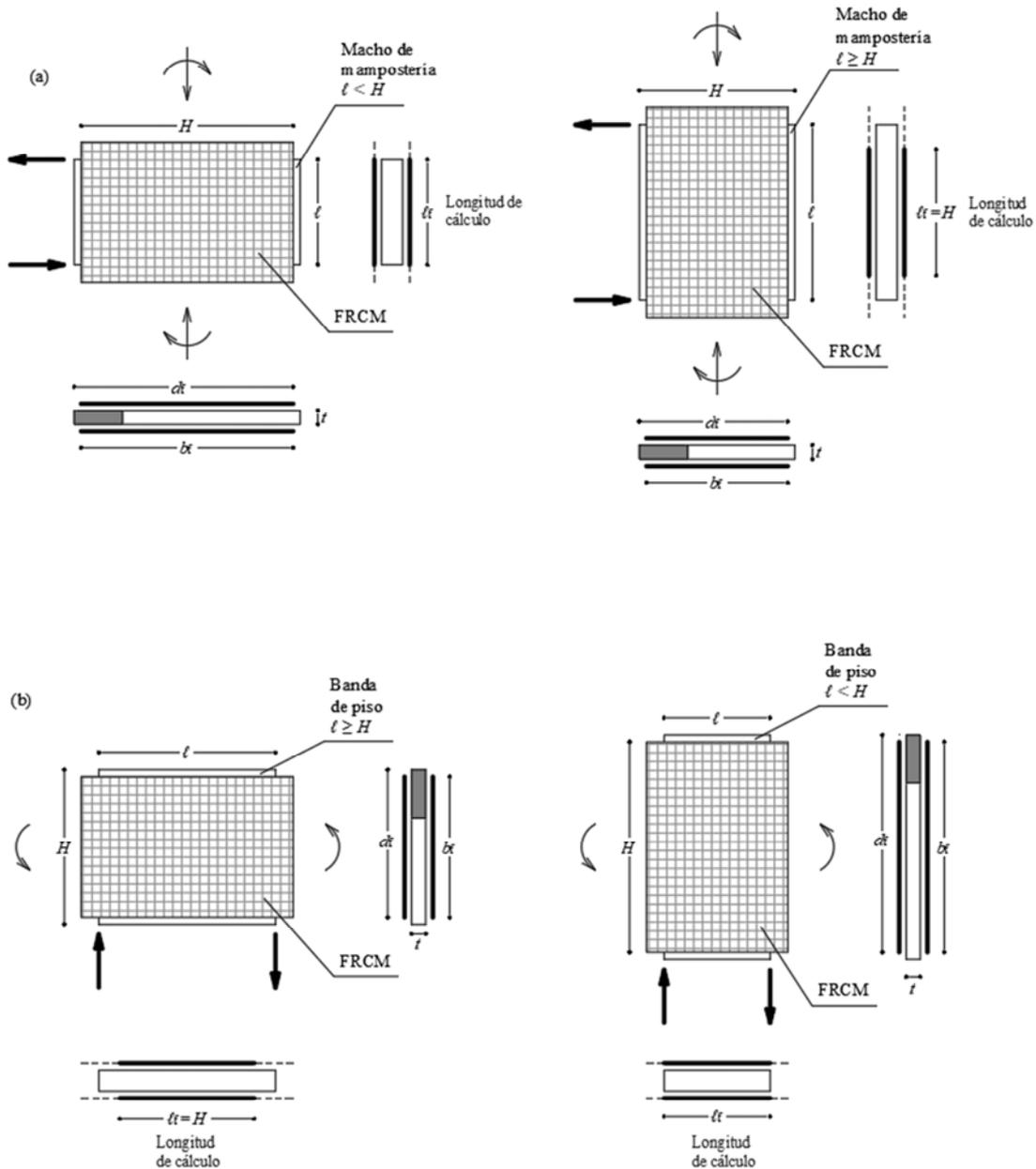


Figura 4.1 – Refuerzo con FRCM de paneles solicitados en su propio plano; (a) refuerzo de un trozo de mampostería; (b) refuerzo de una capa de plano.

El producto $n_f \cdot t_{Vf} \cdot \ell_f$ representa el área de la sección equivalente del refuerzo eficaz del corte, colocado en dirección paralela en la fuerza del corte, que intersecta una lesión a cortante inclinado de 45° . Donde la limitación es $\ell_f \leq H$.

El valor de la ε_{fd} es obtenido por la $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$ para el medio de la (3.1). El coeficiente α_t tiene en cuenta la reducción de la resistencia extensional de las fibras cuando se someten a esfuerzo a corte.

A falta de resultados experimentales comprobados, puede ser asignado el valor 0.80.

En presencia de refuerzo en un solo lado de la pared, la contribución $V_{t,f}$ debe reducirse al menos el 30% y se deben aplicar conectores para que el refuerzo sea unido a la pared.

En presencia de fibras ortogonales a la dirección del corte y efectivamente ancladas, también se debe verificar que el corte actuante no exceda el siguiente valor de aplastamiento diagonal de la mampostería:

$$V_{t,c} = 0.25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f, \quad (4.1b)$$

donde:

- t es el espesor de la pared;
- f_{md} es la resistencia a compresión de diseño de la mampostería;
- d_f es la distancia entre el extremo borde en compresión de la mampostería y el extremo borde en tensión del refuerzo FRCM (fibras ortogonales en la dirección del corte. Figura 4.1).

En la figura (4.1b) intervienen exclusivamente las propiedades de la mampostería no reforzada porque el refuerzo FRCM no contribuye a la resistencia a la compresión de la mampostería.

De manera simplificada, el cálculo de la capacidad de la mampostería reforzada se puede realizar aumentando el parámetro de tensión de la resistencia promedio al corte de la mampostería no reforzada mediante apropiados coeficientes multiplicativos en ausencia de tensiones normales. Estos coeficientes de amplificación, utilizables solo para espesores de mampostería que no excedan los 400 mm, en el caso de refuerzos dispuestos simétricamente en toda la superficie de los dos lados de las paredes y que satisfacen la limitación $\sigma_{u,f} t_f \geq \bar{q}_{u,f}$, son mostrados en la tabla 4.1.

Tipo de mampostería	Coefficiente correctivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Mampostería de piedra desordenada (guijas, piedras erráticas e irregulares)	1.5	44.60
Mampostería con bloques ásperos con parámetros de espesor no homogéneo	1.5	44.60
Mampostería de piedras divididas con buena textura	2.0	32.20
Mampostería de bloques de piedra blanda (tufo, calcarenita, ecc.)	2.0	44.60
Mampostería de bloques lapideos labrados	1.2	44.60
Mampostería de ladrillos llenos y mortero de cal	1.7	24.50
Mampostería con mortero cementicio	1.3	44.60

Tabla 4.1 - Coeficientes correctivos de las propiedades mecánicas de la mampostería reforzada.

Los valores expuestos en la Tabla 4.1 han sido deducidos por pruebas realizadas en el laboratorio, sin tener en cuenta las condiciones de exposición mostradas en la Tabla 3.1. Por lo tanto, los

resultados obtenidos deben ser reducidos, multiplicándolos por el factor η_a de la Tabla 3.1 correspondiente a la condición competente de la exposición.

En los casos en que estas reducciones conducen a coeficientes de corrección cercanos a la unidad, se pueden lograr incrementos más altos con el uso de (4.1a) o con los resultados de una campaña experimental apropiada realizada como se indica en § 9.

4.1.2 Capacidad a flexo-compresión

Para aumentar la capacidad de carga a flexo-compresión en el plano de los paneles de mampostería, puede ser prevista la aplicación de los refuerzos FRCM con fibras dispuestas en la dirección del eje del elemento estructural. Los refuerzos son aplicados preferiblemente en ambos lados del panel cubriendo casi toda la superficie (Figura 4.1).

Los refuerzos así dispuestos aumentan la resistencia de cálculo al momento de una sección del panel solo si están eficazmente anclados. Se entienden eficazmente anclados a los refuerzos prolongados al menos de 300 mm a partir de la sección de verificación o conectados a la mampostería por medio de dispositivos idóneos.

El momento resistente asociado con un asignado esfuerzo normal N_{sd} de compresión, $M_{Rd}(N_{sd})$, se puede calcular asumiendo como válidas las siguientes hipótesis:

- secciones rectas se mantienen planas;
- perfecta adherencia entre el refuerzo FRCM y el soporte.

La ley constitutiva $\sigma-\varepsilon$ de la mampostería para estados de tensiones uniaxiales se puede esquematizar como sigue:

- tracción: resistencia nula;
- compresión: comportamiento lineal hasta la resistencia del diseño, f_{md} , a la que compete el valor $\bar{\varepsilon}_m$ de la deformación; tensión nula para deformaciones mayores a la deformación última, ε_{mu} ; tensión constante, igual a f_{md} , para deformaciones comprendidas en el intervalo $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$.

A falta de datos experimentales, la deformación última de diseño, ε_{mu} , puede ser igual a 3.5‰. La ley constitutiva $\sigma-\varepsilon$ del refuerzo para tensiones de tracción es elástica lineal hasta a la deformación límite ε_{fd} obtenida por la 3.1 a partir de la deformación convencional $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$ si el modo de falla esperado se debe a un desprendimiento o deslizamiento intermedio o a partir de una deformación convencional $\varepsilon_{lim,conv}$ si el modo de falla esperado se debe a un desprendimiento o deslizamiento de los extremos. El módulo elástico del refuerzo es E_f como fue definido en el párrafo 2 (tejido seco). El refuerzo no tiene rigidez ni resistencia a la compresión. Por lo tanto, si el eje neutro corta la sección de refuerzo, se divide por el eje neutro en dos partes, una en tensión y una no reactiva.

La verificación se satisface si:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (4.2)$$

siendo M_{Sd} y M_{Rd} respectivamente los momentos de flexión de cálculo, solicitante y resistentes, el último evaluado en función de el concomitante esfuerzo normal de cálculo, asociado a M_{Sd} .

No está por demás reiterar que la distancia de la sección extrema desde los bordes del panel reforzado, en la cual se requiere la contribución del refuerzo de FRCCM, debe ser al menos igual a aquella del anclaje, indicado anteriormente (ver también § 6), excepto cuando la adopción de dispositivos de anclaje es especificada.

En el Apéndice 1 se reportan las fórmulas predictivas para la evaluación de diferentes situaciones de fallas.

4.2 REFUERZO DE PAREDES FUERA DE SU PLANO

Los refuerzos con FRCCM a menudo se usan para mejorar la resistencia de los paneles de mampostería a las acciones fuera del plano, típicamente en el caso de las acciones sísmicas.

Con referencia a una tira de mampostería de ancho unitario (desarrollo lineal), la verificación de flexión del elemento reforzado, tanto en la dirección vertical (típicamente) como en la dirección horizontal, se satisface si se cumple la relación (4.2), siendo sin embargo M_{sd} y M_{Rd} los momentos específicos de cálculo, sollicitación y resistencia, en referencia a la tira de unidad de longitud.

El valor del momento de resistencia específico, M_{Rd} , de la sección de mampostería reforzada se puede expresar de acuerdo con las características mecánicas de la mampostería y del material compuesto FRCCM, del espesor t de la pared, del valor del concomitante esfuerzo normal de cálculo específico, asociado con M_{sd} . El panel sujeto a acciones sísmicas fuera del plano típicamente presenta el momento máximo en el centro del panel y sollicitaciones insignificantes en los extremos.

En este caso, la modalidad de falla por desplazamiento de los extremos no se establece y la deformación máxima que puede alcanzar el refuerzo es significativamente mayor. El momento resistente específico, M_{Rd} , se puede calcular asumiendo como válidas las hipótesis ya mencionadas en el párrafo 4.1.2, así como la siguiente relación:

$$M_{Rd} = M_{0d} + \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (M_{1d} - M_{0d}), \quad (4.3)$$

siendo M_{0d} el momento específico de diseño de la sección de la mampostería no reforzada, M_{1d} aquel de la sección reforzada y γ_{Rd} siendo un factor parcial de modelo al que se atribuye el valor 2, en el estado de conocimiento actual.

También debe verificarse que el valor de corte sollicitante específico, V_{sd} , en la concomitante condición de carga, no excede el valor de corte resistente en ninguna sección:

$$V_{Rd,m} = 1 \cdot y_n \cdot f_{vd}, \quad (4.4)$$

siendo f_{vd} la resistencia del diseño en corte de la mampostería no reforzada, evaluada de acuerdo con la Norma vigente, en función de la tensión normal promedio calculada como la relación entre la resultante de los esfuerzos de compresión y el área de superficie entre el borde en compresión extremo y el eje neutro, y_n .

El momento resistente de la sección reforzada se determina considerando la deformación de El momento resistente de la sección reforzada se determina considerando la deformación de diseño, ϵ_{fd} , obtenida de la relación 3.1 a partir de la deformación convencional $\epsilon_{lim,conv}^{(a)}$ en el caso de que el modo de falla esperado se deba al desprendimiento o deslizamiento intermedio o a partir de la

deformación convencional $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$ en el caso de que el modo de falla esperado es para desprendimiento o deslizamiento de las extremidades. Esta deformación debe ser multiplicada por el módulo de rigidez E_f ($\varepsilon_{\text{fd}} \cdot E_f = \sigma_{\text{fd}}$). El compuesto FRCM en compresión no debe tenerse en cuenta.

La distancia de la sección extrema, en la que se requiere la presencia del refuerzo FRCM, desde los bordes del panel reforzado debe ser al menos igual al anclaje (ver § 6), siempre que no se proporcionen los dispositivos de anclaje adecuados.

4.3 BORDILLOS SUPERIORES

Las técnicas de refuerzo de las estructuras de mampostería incluyen los bordillos superiores hechos con mampostería reforzada utilizando sistemas FRCM y aplican sobre la superficie horizontal en las juntas de mortero entre las filas de elementos de piedra o ladrillo (Figuras 2.7 y 2.8). Para este propósito, el tejido FRCM se presenta en varias capas para proporcionar resistencia a la tracción y la flexión del bordillo, sin una variación significativa en la rigidez de la mampostería. El bordillo, en general, está hecho para todo el espesor de la mampostería y el sistema de refuerzo FRCM se aplica en el mismo espesor.

La resistencia a la tracción del bordillo de altura H y ancho b se puede estimar de la siguiente manera:

$$N_{t,Rd} = n_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{\text{fd}} \cdot E_f \quad (4.5)$$

donde:

- n_f : es el número de capas de refuerzo dispuestas en el bordillo;
- b_f : es el ancho del sistema FRCM colocado en la junta de mortero, igual al ancho del bordillo;
- $\varepsilon_{\text{fd}} \cdot E_f = \sigma_{\text{fd}}$.

El producto: $n_f \cdot t_f \cdot b_f$ es el área de la sección equivalente del refuerzo colocado en el bordillo. El valor de ε_{fd} es calculado por $\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}$ a través de (3.1), teniendo en cuenta las prescripciones sobre el anclaje (§6), ya evidenciadas en los párrafos anteriores.

La resistencia a la tracción del bordillo se puede tener en cuenta en la verificación de los mecanismos locales de colapso siempre que, en las intersecciones o ángulos entre las paredes, se observe una superposición del tejido de refuerzo igual a todo el espesor del bordillo; y en cualquier caso, no menos de 300 mm, adoptando cuando sea posible, soluciones de anclaje cuya eficacia esté respaldada por campañas experimentales adecuadas (§ 9). Además, la transferencia de la tensión de tracción del bordillo a la mampostería subyacente debe garantizarse mediante pivotes verticales adecuados.

La resistencia a la flexión del bordillo de mampostería armada con sistemas FRCM para acciones fuera del plano o en el plano de la pared, puede estimarse asumiendo las mismas hipótesis mencionadas en §4.2.

Para fines de verificación, la condición límite se obtiene o por alcanzar la deformación del diseño (ε_{fd}) del refuerzo FRCM o por alcanzar la deformación última (ε_{mu}) de la mampostería a compresión en direcciones horizontales. Una vez que se ha identificado la posición de la fibra neutra a través de la ecuación de equilibrio a la translación en dirección ortogonal a la sección recta, particularizada a la correspondiente región de falla, es fácil calcular, sobre la base de las hipótesis mencionadas anteriormente, la resistencia a la flexión del bordillo.

4.4 CONFINAMIENTO DE COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS A COMPRESIÓN CONCENTRICA

El confinamiento con FRCM de elementos estructurales de mampostería, sobrepuesto por una carga de esfuerzo axial predominante, se implementa mediante la predisposición de un revestimiento continuo de compuestos con una matriz inorgánica, cuyas fibras se disponen principalmente en dirección ortogonal al eje del elemento, a fin de contrastar la dilatación transversal y dar a la columna un estado benéfico de compresión triaxial.

Se recomienda que la longitud de superposición de la red sea por lo menos un cuarto de la circunferencia/perímetro de la sección transversal y, en cualquier caso, no menor a 300 mm. En el caso de uso de redes de acero, específicamente, seguir lo indicado en § 6. Las intervenciones de confinamiento son factibles tanto para la reparación de elementos dañados o deteriorados, como para el refuerzo de elementos íntegros en vista de un mejoramiento estático o sísmico de la estructura en general. El confinamiento con FRCM debe ser realizado recubriendo enteramente la superficie del elemento a reforzar.

La verificación del elemento confinado, sujeto a compresión concéntrica, consiste en satisfacer la siguiente limitación:

$$N_{Sd} \leq N_{Rmc,d} \quad (4.6)$$

siendo N_{Sd} el valor del diseño de la acción axial solicitante (para ser evaluado, para las diferentes combinaciones de carga previsibles, como prescrito por la Norma vigente) y $N_{Rmc,d}$ el valor del diseño de la resistencia del elemento confinado.

La resistencia axial del diseño, $N_{Rmc,d}$, es definida como sigue:

$$N_{Rmc,d} = A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md} \quad (4.7)$$

donde el símbolo A_m representa el area de la sección transversal del elemento confinado, f_{md} es la resistencia a compresión de la mampostería no confinada y f_{mcd} es el valor de diseño de la resistencia a compresión de la mampostería confinada.

A la resistencia de diseño, f_{mcd} , de un elemento confinado sujeto a la presión f_1 de confinamiento, abajo definida y limitada por las contribuciones mecánicas de la matriz, el daño causado en la eficacia de la interacción con las fibras de refuerzo, contribuye solamente una cuota parte de esta última, $f_{l,eff}$, definida “presión eficaz de confinamiento” que depende de las características de la columna de mampostería:

$$f_{mcd} = f_{md} \cdot \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right] \quad (4.8)$$

donde k' es un coeficiente (adimensional) de incremento de la resistencia y α_1 es un exponente al la que, en ausencia de resultados experimentales comprobados, puede ser asignado el valor 0.5. El valor de incremento de la resistencia k' puede ser establecido sobre la base de resultados experimentales obtenidos sobre muestras de mampostería de las características análogas a las de la mampostería a ser confinada. Alternativamente, se puede utilizar la siguiente relación:

$$k' = \alpha_2 \cdot \left(\frac{g_m}{1000} \right)^{\alpha_3}, \quad (4.9)$$

siendo g_m la densidad de masa de la mampostería expresada en kg/m^3 y α_2 y α_3 coeficientes a los que se puede atribuir prudentemente el valor 1.0, en ausencia de resultados experimentales que justifiquen diferentes asunciones.

4.4.1 Confinamiento de columnas circulares

En el caso de columnas circulares de diámetro D , confinadas con n_f capas de refuerzo, teniendo espesor equivalente de las fibras en la dirección ortogonal al eje del elemento t_f y cuya matriz se caracteriza por un valor $f_{c,\text{mat}}$ de la resistencia característica a compresión, la presión eficaz de confinamiento, $f_{l,\text{eff}}$, puede ser calculada como:

$$f_{l,\text{eff}} = k_H \cdot f_l, \quad (4.10)$$

$$f_l = \frac{2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{\text{ud,rid}}}{D} \quad (4.11)$$

siendo f_l la presión de confinamiento, k_H el coeficiente de eficiencia horizontal, que se asumirá para las columnas circulares cubiertas con continuidad igual a 1, y $\varepsilon_{\text{ud,rid}}$ la deformación del cálculo del compuesto FRCM, definida a continuación. Se asume que esta última es igual a:

$$\varepsilon_{\text{ud,rid}} = \min\left(k_{\text{mat}} \cdot \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{\text{uf}}}{\gamma_m}; 0.004\right), \quad (4.12)$$

con:

$$k_{\text{mat}} = \alpha_4 \left(\rho_{\text{mat}} \cdot \frac{f_{c,\text{mat}}}{f_{\text{md}}} \right)^2 \leq 1, \quad (4.13)$$

$$\rho_{\text{mat}} = \frac{4 \cdot t_{\text{mat}}}{D}, \quad (4.14)$$

siendo t_{mat} el espesor total del refuerzo FRCM y k_{mat} el coeficiente adimensional de la eficacia del confinamiento que tiene en cuenta la presencia de la matriz inorgánica.

En ausencia de resultados experimentales que justifiquen diferentes asunciones., se puede suponer que el coeficiente es 1.81.

4.4.2 Confinamiento de columnas rectangulares

El confinamiento mediante FRCM de elementos con una sección cuadrada o rectangular permite lograr solo incrementos modestos en la resistencia a la compresión. Por lo tanto, las aplicaciones de este tipo deben ser cuidadosamente seleccionadas y analizadas.

En ausencia de pruebas experimentales adecuadas, que prueben su eficiencia, no se debe considerar el efecto del confinamiento externo en secciones rectangulares (Figura 4.2 por lo cual $b/h > 2$ siendo b la dimension mayor y h la dimensión más pequeña de la sección.

Antes de la aplicación del sistema FRCM es conveniente proceder a un redondeo de las esquinas de la sección, con el fin de evitar concentraciones peligrosas de tensiones ubicadas cerca de ellas, lo que podría causar una falla prematura del sistema.

El radio de curvatura de la esquina debe satisfacer la siguiente limitación:

$$r_c \geq 20mm \tag{4.15}$$

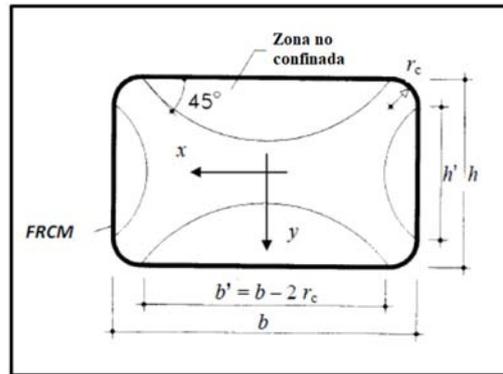


Fig. 4.2 - Confinamiento de columnas rectangulares.

En el caso de confinamiento de columnas mediante redes de acero, la prescripción sobre el radio de curvatura puede no tomarse en cuenta, como se indica en § 6. El dispositivo de instalación debe ser indicado en el manual proporcionado por el fabricante.

Las fórmulas ya introducidas para secciones circulares pueden ser utilizadas con las siguientes variantes:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_m}, \quad A_m = b \cdot h \tag{4.16}$$

$$D = \text{diagonal de la sección rectangular o cuadrada.} \tag{4.17}$$

4.5 ESTRUCTURAS CON SIMPLE Y DOBLE CURVATURA

El uso de los sistemas de refuerzo FRCM puede mejorar el comportamiento de las estructuras de curvatura simple y doble, contrarrestando la activación de posibles mecanismos de colapso.

Un principio que debe tenerse en cuenta cuando se refuerzan los elementos estructurales con tecnología FRCM es que estos materiales, a diferencia de otros sistemas de refuerzo, pueden disfrutar de algunas propiedades significativas de ductilidad a la tracción, relacionadas con la presencia del tramo semidúctil de la ley constitutiva a tracción (Figura 2.23, Etapa B), siempre que este tramo tenga una extensión no despreciable, como se aclarará a continuación. Por tanto, acoplado el refuerzo dúctil a un material en que el alargamiento se determina por efecto del desplazamiento entre dos interfases, el elemento resultante está dotado por mismo carácter de ductilidad del refuerzo, siempre que sea capaz de tolerar el esfuerzo relativo sin perder la adherencia al soporte de la mampostería. La posibilidad de conferir un comportamiento dúctil al sistema a nivel estructural se traduce en un aumento de la capacidad resistente y en un mejoramiento cualitativo y complejo, teniendo presente la necesidad de un modelo confiable para verificar la integridad del refuerzo y de la conexión refuerzo - estructura.

Para no comprometer la ductilidad de la estructura, la verificación de la adherencia del refuerzo con el soporte de pared debe realizarse en relación con el esfuerzo de tracción máximo que se puede confiar al refuerzo, que se evaluará en relación con el valor de la tensión que determina la transición de la etapa A a la etapa B (trato semidúctil) del diagrama en la figura Fig. 2.23.

Dicha tensión (característica) no es insertada entre los parámetros de calificación enumerados en la Guía Ministerial. Sin embargo, de los resultados de las pruebas de calificación se puede obtener fácilmente evaluaciones preliminares que se pueden aproximar a:

$$\sigma_o = \sigma_{uf} / \beta_o \quad (\beta_o = 1.8 \div 2.2). \tag{4.18}$$

Con el fin de verificar la unión al soporte, se asume en ambos lados del elemento de refuerzo un esfuerzo igual a $N_o = \sigma_o \cdot A_f$, donde A_f es el área total de la red seca y σ_o es el valor característico de la tensión antes mencionada.

En el caso de superficie curva, la curvatura produce una tensión de desprendimiento σ_{ro} (Fig. 4.3) en la interface entre el refuerzo y la mampostería, y entre la red y la matriz, que debe resultar inferior a la resistencia mínima σ_{rt} entre el de la matriz y del soporte, para lo cual es necesario verificar:

$$\sigma_{ro} = \frac{N_o}{rb} \leq \frac{\sigma_{rt}}{\gamma_{rt}}, \tag{4.19}$$

donde σ_{rt} es un valor característico y γ_{rt} un factor parcial, a suponer igual a 1.5.

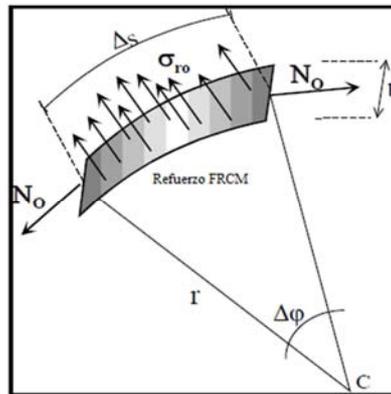


Fig. 4.3 - Elemento de refuerzo aplicado a la parte inferior y tensión radial del desprendimiento

Una vez que se haya verificado la (4.19), la comprobación de tirantez del refuerzo debe realizarse en relación con las cargas aplicadas. Con referencia al equilibrio de un elemento de arco, para la interface entre el refuerzo y el elemento de la mampostería, se debe verificar que (ver Cap. 13, Apéndice 2):

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_r}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_r^2}{4} + \tau^2} \leq \frac{\sigma_{rt}}{\gamma_{rt}}, \quad (4.20)$$

donde:

- τ_r es la tensión tangencial a la interface
- σ_r es la tensión ortogonal a la interface

4.5.1 Estructuras con una sola curvatura

El análisis de la capacidad estática de las estructuras de mampostería se puede llevar a cabo con igual eficacia tanto a través de la prueba de los modos de colapso (método cinemático) como a través de la búsqueda de rutas de equilibrio admisibles (método estático). El caso en el que uno o ambos procedimientos se apliquen de manera indistinta, el método estático siempre produce un resultado en beneficio de la seguridad, por lo tanto, es completamente confiable; mientras que el método cinemático es más delicado porque produce resultados que están no favorecen a la seguridad, a menos que las cinemáticas de referencia se seleccionen con mucho cuidado.

4.5.1.1 Verificación e identificación del refuerzo a través del enfoque cinemático

El colapso de sistemas estructurales de una sola curvatura puede ser debido a la formación de rótulas unilaterales que nacen a causa de la limitada resistencia a tracción de la mampostería, produciendo un mecanismo cinemático. Teniendo en cuenta que las rótulas unilaterales en ausencia de resistencia a la tracción no producen disipación de energía, este mecanismo provoca un colapso de la estructura si las cargas realizan un trabajo mayor que cero.

La condición del colapso, que se verifica cuando el trabajo de las cargas agentes es mayor de cero, puede ser evaluada sobre la base de los desplazamientos deducidos por diagramas construidos con la teoría de las cadenas cinemáticas.

Si el grado de seguridad en las comparaciones del colapso cinemático no es adecuado, es posible contrastar la formación de los mecanismos cinemáticos más peligrosos predisponiendo los lados internos y externos de los refuerzos de materiales FRM en posición para impedir la libre apertura de las rótulas unilaterales involucradas. De tal modo, la posibilidad en la formación de cinemáticas más peligrosas es limitada con el consiguiente aumento del grado de seguridad.

Se admite la confiabilidad de la unión entre refuerzo y estructura, si las rótulas se activan en correspondencia con el refuerzo; para cada rótula se considerará un trabajo igual al valor del esfuerzo límite N_o para el desplazamiento relativo entre los bordes de la fisura asociada con la rótula, siempre que el trato semidúctil tenga una extensión que permita al refuerzo de FRM someterse a la extensión competente que queda en la etapa B. La ocurrencia de esta circunstancia es una condición necesaria para la aplicabilidad del enfoque cinemático.

4.5.1.2 Verificación e identificación del refuerzo a través del enfoque estático

Una alternativa, para el método arriba ilustrado, consiste en verificar la posibilidad de equilibrar las cargas aplicadas a la estructura sin violar las propiedades resistentes de los materiales constituyentes. Para estructuras a simple curvatura, de arco único o múltiple, o incluso en bóvedas similares con secuencia de arcos que de alguna manera son colaborativos, como por ejemplo las bóvedas de cañón, es posible referirse a un sistema isostático equivalente en el que las

características de solicitaciones dependen de un número de interacciones hiperestáticas elegidas en modo apropiado, según los métodos consolidados en la teoría estructural.

Teniendo en cuenta que se ha asumido que la resistencia a la tracción de la mampostería es nula, la estructura puede tolerar las cargas aplicadas sin colapsar si es posible graduar las hiperestáticas para que la resultante de esfuerzos caiga dentro de la sección recta de la estructura (arco, columnas, etc.), o si la curva de presiones, construida como la curva funicular de cargas y reacciones dentro del contorno de la estructura.

Si se verifica que la estabilidad arriba mencionada ha dado un éxito negativo, identificada por una línea de presiones “no admisible”, la estabilidad de la estructura puede ser asegurada predisponiendo el refuerzo en los lados internos y/o lados externos de la estructura, a fin de cubrir toda la extensión de la estructura del arco donde la línea de presión esté fuera del perfil de la estructura.

Una vez que se haya dispuesto el refuerzo y se haya recuperado la admisibilidad de la línea de presión, queda por verificar que la mampostería y el refuerzo puedan tolerar con seguridad los esfuerzos respectivos. Para este propósito, es necesario identificar las secciones más estresadas, como la que corresponde a la posición de la distancia máxima de la línea de presión desde la línea media de la estructura de curvatura, lo que resulta en carga de compresión excéntrica y corte como se muestra en la Fig. 4.4, donde N es el esfuerzo normal en la situación de verificación y T el relativo esfuerzo de corte; N_m es la resultante de las compresiones en la mampostería mientras N_f es el esfuerzo de tracción en el refuerzo.

Las verificaciones relacionadas a la resistencia serán efectuadas según los métodos y criterios mostrados en el párrafo 4.2 integrados con lo indicado en Cap. 12 Apéndice 1.

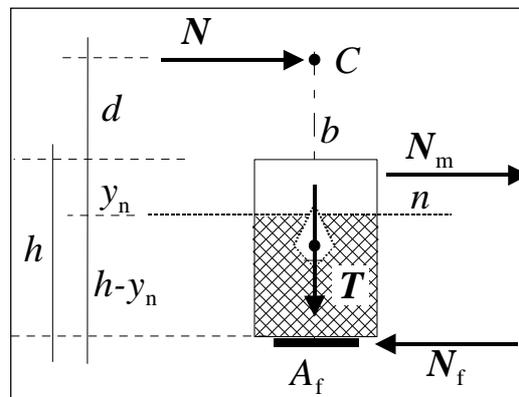


Figura 4.4 - Sección recta de verificación.

4.5.2 Bóvedas de cañón

Las estructuras con simple curvatura, como las bóvedas de cañón, pueden considerarse constituidas por una secuencia de arcos paralelos y, por lo tanto, pueden reforzarse y verificarse de la misma manera que se describe en los párrafos anteriores. A fin de asegurar la compatibilidad del sistema estructural es apropiado predisponer también refuerzos longitudinales a lo largo de la dirección de la generatriz de la bóveda. La densidad del refuerzo debe ser adecuada para preservar la difusión sobre toda la mampostería, y por lo tanto es bueno que el interaxis p_f entre los refuerzos responda a la siguiente relación:

$$p_f \leq 3t + b_f, \quad (4.21)$$

donde:

- b es el espesor de la bóveda

- b_f es el ancho de los refuerzos adoptados.

4.5.3 Estructura en curvatura doble

La caracterización del colapso de estructuras de doble curvatura en general implica mecanismos cinemáticos de identificación no simple, y por lo tanto, es preferible llevar a cabo la evaluación del beneficio del refuerzo al verificar la admisibilidad de soluciones equilibradas en términos de tensiones y/o esfuerzos internos.

El estudio de características estáticas de mampostería, donde siempre es prudente suponer que el material no puede sostener una tracción, se puede llevar a cabo mediante la identificación de una membrana de presión que realiza el mismo rol de la línea de las presiones en estructuras de una sola curvatura.

5 REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Examinando las intervenciones del refuerzo, sea en flexión o corte en elementos de hormigón armado, así como en confinamiento de elementos, preferentemente en compresión, las fórmulas predictivas sugeridas, dado el estado actual del conocimiento, se proponen únicamente para el refuerzo de elementos estructurales con deficiencias en cargas gravitacionales. Con respecto a acciones sísmicas, y elementos estructurales que pueden ser afectados por las tensiones inducidas por ellas, se debe realizar una verificación en ausencia de refuerzo: las acciones deben ser las previstas para la combinación casi permanente de la Norma vigente; las capacidades de los elementos deben calcularse con valores unitarios de factores parciales de materiales.

Para aplicaciones donde juega la adhesión al soporte, la resistencia media a la compresión del hormigón no debe ser inferior a 15 N/mm^2 .

Como regla, el aumento de la capacidad del cálculo del elemento reforzado con FRCM no puede ser superior al 50% comparado con el elemento no reforzado.

5.1 REFUERZO EN FLEXIÓN

Son previstas verificaciones sea en servicio y en el estado límite último.

5.1.1 Verificación en el Estado Límite Último (ELU)

Con referencia a un elemento reforzado en flexión, la verificación en E.L.U. se satisface si:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (5.1)$$

siendo M_{Sd} y M_{Rd} , respectivamente, los momentos de cálculo, solicitante y resistente.

El valor del momento resistente, M_{Rd} , del elemento reforzado en flexión puede expresarse en función de las características mecánicas del hormigón, del acero de armaduras preexistente y del compuesto FRCM, asumiendo que las siguientes hipótesis son válidas:

- secciones rectas se mantienen planas
- perfecta adherencia entre el refuerzo FRCM y el soporte.

No están permitidas deformaciones del hormigón en compresión mayor de 0.0035.

El momento resistente del cálculo es evaluado considerando el límite de deformación ε_{fd} obtenida en (3.1). No se debe tener en cuenta el compuesto FRCM en compresión.

También debe ser efectuada la verificación del refuerzo en las comparaciones de los fenómenos de extremidad del desprendimiento del soporte y del desplazamiento de las fibras en el interior de la

matriz. Esta última verificación se considera satisfactoria si, en la ausencia de dispositivos mecánicos y apropiados, la tensión en tracción que solicita el refuerzo, en la sección a partir de que el mismo refuerzo es necesario para aumentar el momento resistente, no es mayor de $\sigma_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$, sin alguna amplificación de la deformación $\varepsilon_{lim,conv}$, por lo que ε_{fd} es obtenida a través de (3.1); además la distancia entre la sección mencionada y los bordes del elemento reforzado en flexión es al menos igual al anclaje (ver § 6). Para la evaluación de la tensión en las fibras, comparando con σ_{fd} , puede ser apropiado aplicar la regla de la traslación del diagrama del momento flector.

5.1.2 Verificación en el Estado límite de servicio (ELS)

Bajo las cargas de ejercicio, la máxima tensión en el acero de armaduras en tensión no puede exceder el 80% de la correspondiente tensión del diseño.

Además, en ausencia de análisis más detallados, para tener en cuenta los efectos debidos al fenómeno de la fatiga estática y del estado del conocimiento actual, se sugiere que la tensión de tracción máxima en el refuerzo FRCM no exceda el valor mostrado en la Tabla 5.1 en función del tipo de fibra.

Tipo de Fibra					
UHTSS	Vidrio AR	Aramida	Basalto	Carbono	PBO
$0.55 \sigma_{u,f}$	$0.20 \sigma_{u,f}$	$0.30 \sigma_{u,f}$	$0.20 \sigma_{u,f}$	$0.55 \sigma_{u,f}$	$0.30 \sigma_{u,f}$

Tabla 5.1 – Límite superior de la tensión de tracción en el refuerzo FRCM para cargas de larga duración.

5.2 REFUERZO AL CORTE

La resistencia del diseño al corte del elemento reforzado puede ser evaluada a través de la siguiente relación:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad (5.2)$$

donde $V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$ es corte-tracción, siendo $V_{Rd,s}$ la contribución de la armadura metálica y $V_{Rd,f}$ la del sistema de refuerzo FRCM; $V_{Rd,c}$ es corte-compresión del hormigón. Las capacidades en corte del hormigón y de la armadura transversal deben ser calculadas de acuerdo con la Norma vigente; la capacidad de corte-tracción del compuesto debe calcularse como se indica a continuación. En el caso de disposición en forma de U o en envoltura en una sección rectangular, la contribución del sistema de refuerzo FRCM, $V_{Rd,f}$, puede ser evaluado en base a la teoría de Mörsch mediante la siguiente ecuación:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \cdot \sin^2 \beta, \quad (5.3)$$

donde:

- d es la altura útil de la sección,
- θ es el ángulo de inclinación de la fisura en corte en relación al eje longitudinal del elemento, que se puede evaluar de forma simplificada despreciando la presencia de refuerzo,

- β es el ángulo de inclinación de las fibras en relación al eje longitudinal del elemento,
 - f_{fed} es la resistencia efectiva de cálculo del sistema de refuerzo, que se evaluará como se indica a continuación,
 - t_f es el espesor equivalente del tejido,
- b_f y p_f son, respectivamente, el ancho y el intervalo de las tiras, medidos ortogonalmente a la dirección longitudinal de las fibras (en el caso de tiras adyacentes se asume $b_f / p_f = 1.0$),
- γ_{Rd} es un factor parcial del modelo a asumir, en estado actual de conocimiento, igual a 1.5.

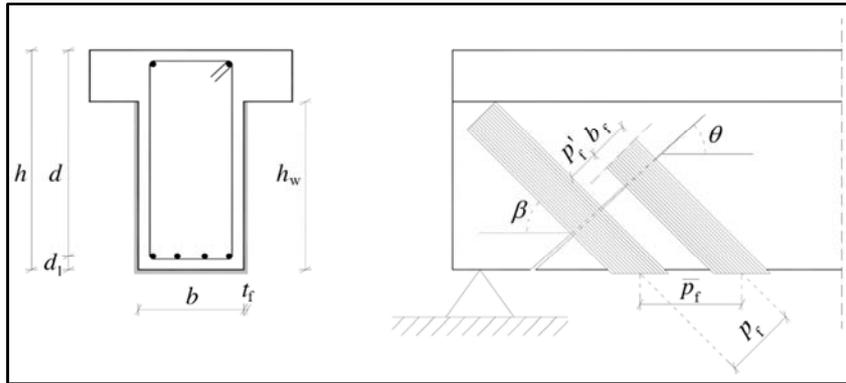


Fig. 5.1 – Simbología utilizada para refuerzo a corte.

5.2.1 Resistencia eficaz

En ausencia de una evaluación rigurosa del estado tensional en el compuesto en relación a las fisuras en corte, es posible aprovecharse del procedimiento simplificado descrito a continuación.

Se basa en el uso de una tensión eficaz del sistema del refuerzo indicada con f_{fed} y definida como tensión en tracción media en el compuesto que pasa por una fisura en condiciones de colapso inicial. Si el colapso de un elemento reforzado en corte con FRCM es dirigido por la pérdida de adherencia entre el refuerzo y soporte o del desprendimiento de las fibras en el interior de la matriz, la tensión eficaz f_{fed} debe ser evaluada sobre la base de los resultados de la prueba de desprendimiento y en particular de la $\sigma_{lim,conv}$, como se muestra a continuación. En caso contrario, la tensión eficaz f_{fed} puede ser evaluada sobre la base de la resistencia en tracción del refuerzo $\sigma_{u,f}$, a través de una adecuada experimentación.

En caso de instalación en forma de U sobre una sección rectangular o de T, la tensión eficaz del cálculo del sistema de refuerzo, f_{fed} , es proporcionada por la relación:

$$f_{fed} = \begin{cases} \sigma_{fd} \frac{L_{max}}{l_{ed}} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{L_{max}}{l_{ed}} \right) & \text{se } L_{max} \leq l_{ed} \\ \sigma_{fd} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{l_{ed}}{L_{max}} \right) & \text{se } L_{max} > l_{ed} \end{cases} \quad (5.4)$$

donde:

$$L_{max} = \frac{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}}{\sin \beta}$$

- σ_{fd} es la tensión de diseño del compuesto FRCM (obtenida por $\sigma_{lim,conv}$ o por $\sigma_{u,f}$),
- l_{cd} es la longitud eficaz de anclaje, igual a 300 mm en ausencia de evaluaciones específicas;
- h_w es la altura de la viga, que debe ser reforzada con FRCM en forma de U para toda la altura.

Para algunos compuestos FRCM, la ley de adherencia soporte–fibra es caracterizada por la presencia de tensión tangencial y residual. Esta tensión se mantiene durante un muy elevado desplazamiento cuya contribución podría no ser despreciable. Algunos estudios recientes (ver § 10, Referencias bibliográficas) muestran como tener en cuenta dichas contribuciones.

5.3 CONFINAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO SOLICITADAS A COMPRESIÓN CENTRADA

La verificación en compresión de columnas de hormigón armado de sección, circular, rectangular o cuadrada, confinada con FRCM, sigue las mismas reglas de las columnas de la mampostería, excepto las variantes enumeradas a continuación.

La resistencia axial del diseño, $N_{Rcc,d}$, es definida como sigue:

$$N_{Rcc,d} = A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}, \quad (5.5)$$

siendo A_c el área del hormigón, A_s el área del acero presente, f_{ccd} la resistencia del diseño del hormigón confinado, f_{yd} la tensión del diseño del acero de las armaduras.

La resistencia del diseño del hormigón confinado, f_{ccd} , puede ser evaluada como sigue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}, \quad (5.6)$$

siendo:

- f_{cd} la tensión del diseño del hormigón no confinado
- $f_{l,eff}$ la presión eficaz del confinamiento.

El coeficiente k_{mat} para las columnas de hormigón armado es dado por:

$$k_{mat} = 0.217 \cdot \left(\rho_{mat} \cdot \frac{f_{c,mat}}{f_{cd}} \right)^{3/2} \leq 1. \quad (5.7)$$

5.3.1 Confinamiento de columnas rectangulares

El confinamiento mediante FRCM de elementos de hormigón armado de sección cuadrada o rectangular sigue las mismas reglas de las columnas de mampostería, excepto la variante que se indica a continuación:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_c}, \quad A_c = b \cdot h. \quad (5.8)$$

6 DETALLES CONSTRUCTIVOS

Los detalles constructivos a ser atendidos durante la instalación de un sistema de refuerzo FRCM dependen de la geometría de la estructura, de la naturaleza y consistencia del soporte y del nivel tensional al cual este expuesta.

El usuario debe seguir estrictamente las instrucciones contenidas en el manual de instalación que el Fabricante debe suministrar junto con el sistema de refuerzo comercializado por el mismo.

Dado que la calificación de los sistemas FRCM se realiza con referencia a los soportes convencionales, se recomienda especialmente, para las intervenciones de importancia estructural significativa, utilizar pruebas de desprendimiento del soporte específico que se reforzará. Las pruebas deben realizarse de acuerdo con el estándar prescrito en la Guía de Identificación, Calificación y Aceptación.

En particular, los mecanismos de falla de desprendimiento del soporte y el destramado de las fibras de la matriz se puede evitar/retrasar observando las siguientes reglas:

- En todos los casos en los que el sistema de refuerzo FRCM debe aplicarse alrededor de las esquinas, estos deben estar redondeados adecuadamente y el radio de curvatura del redondeo debe ser de al menos 20 mm. Es posible que este redondeo no sea necesario para las redes de acero, refiriéndose a lo especificado por el Fabricante, siempre que esté respaldado por pruebas específicas de laboratorio. También, el manual de instalación debe indicar la manera de plegado que debe utilizarse para realizar el doblado.
- Se debe asegurar una adecuada longitud de anclaje, más allá de la sección extrema en la que se necesita el refuerzo de FRCM. En ausencia de investigaciones más precisas, la longitud de anclaje debe ser de al menos 300 mm.
- Se debe asegurar una adecuada superposición de las redes de refuerzo, siguiendo las instrucciones contenidas en el manual de instalación. Normalmente en intervenciones de confinamiento, la longitud de traslape de la red debe ser al menos un cuarto de la circunferencia / perímetro de la sección transversal y, en cualquier caso, no menos de 300 mm. Particulares indicaciones, soportadas por adecuadas experimentaciones, deben ser proporcionadas en los manuales de instalación para intervenciones de confinamiento con redes de acero. Dada la rigidez a la flexión de estas redes, la longitud de traslape debe prevenir fenómenos de desprendimiento.
- En otros tipos de intervención, aunque no se recomienda, longitudes de traslape de menos de 300 mm son posibles, siempre que estén calificadas por el Fabricante cuando se obtenga el CVT.
- En presencia de más capas de refuerzo, las juntas deben desplazarse adecuadamente. No se recomiendan desplazamientos inferiores de la mitad del espesor del elemento reforzado con un mínimo de 300 mm.

En las intervenciones de confinamiento, dada la rigidez extensional del recubrimiento de FRCM, con el propósito de evitar fenómenos de desprendimiento del soporte, puede ser apropiado realizar una junta entre el recubrimiento y las estructuras en la cual el elemento reforzado.

El uso de conectores puede resultar útil o incluso indispensable. En este sentido, se proporcionan las siguientes reglas detalladas.

- Si el sistema de refuerzo FRCM es aplicado sobre una sola cara del panel, es obligatorio adoptar conectores de longitud que penetren en el interior de la capa más externa del paramento no reforzado (Figura 6.1).

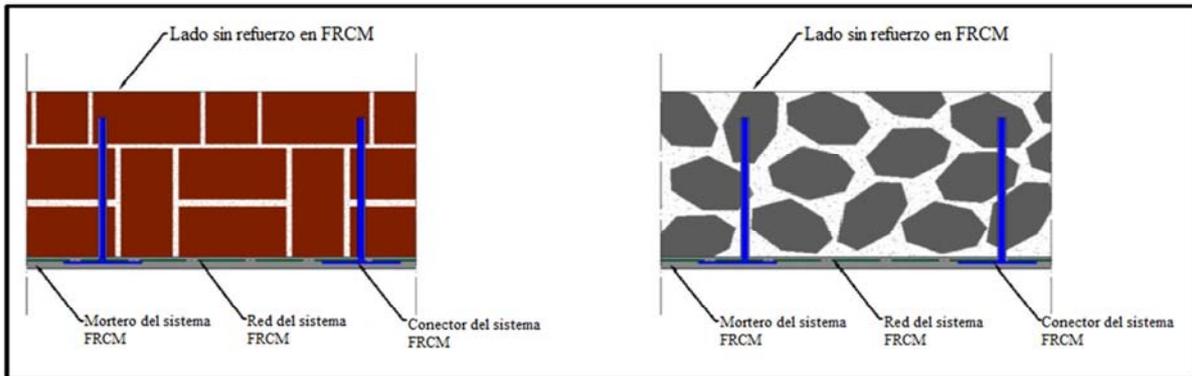


Figura 6.1 - Conectores que penetran al interior de la primera capa de piedra del paramento no reforzado.

- En el caso de refuerzo sobre dos lados de mampostería de piedra o con paramentos desconectados, es obligatorio que los conectores sean pasantes.
- En el caso de refuerzo de paneles de espesor $t \leq 400$ mm con FRCM y con empleo de conectores, se sugiere una distancia entre ejes $i \geq 3t$ y no superior a 1600 mm; con referencia a cantonales de pared, se sugiere una longitud de los conectores $l = 3t$.
- En el caso de refuerzo de paneles de espesor $t > 400$ mm, se sugiere una distancia entre ejes $i \geq 2t$ y no superior a 2000 mm; con referencia a cantonales de pared, se sugiere una longitud de conectores $l = 3t$ dispuestos escalonadamente (Figura 6.2).

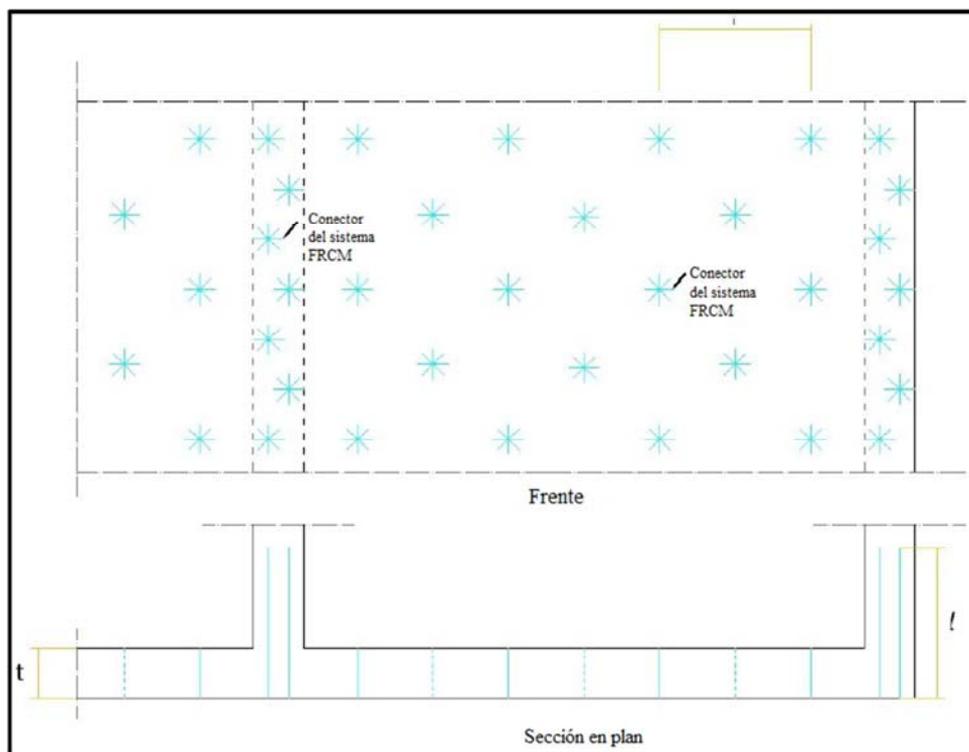


Figura 6.2 – Disposición de conectores pasantes con referencia a cantonales de pared.

7 MANTENIMIENTO Y REPARACIÓN

Las intervenciones de reparación con FRCM deben ser monitoreados en el tiempo con verificaciones periódicas, donde la frecuencia depende de las condiciones de exposición y posibilidades de inspección. En dichas ocasiones, se debe evaluar eventuales daños, donde se deben identificar las causas y los posibles remedios. Se debe prestar atención a los puntos de desprendimiento, fisuración, variaciones cromáticas u otras anomalías del sistema de refuerzo. Con este propósito, pueden resultar útiles inspecciones visuales, así como investigaciones acústicas estimuladas (se recomienda cuando el sistema tiene un espesor reducido), y pruebas termográficas inducidas por calor artificial. Dichas pruebas resultan particularmente necesarias en caso de intervenciones con FRCM que requerido la reparación del sustrato.

Las intervenciones de reparación dependen de la causa del daño, así como del tipo de FRCM y del tipo y extensión del daño. Es oportuno que las posibles intervenciones de reparación sean indicadas en el manual de instalación, reparación y mantenimiento. Si faltan estas indicaciones, se recomienda acordar la elección de la intervención de reparación y los materiales que se utilizarán con el Fabricante del sistema de refuerzo. Además de llevar a cabo la intervención, es aconsejable proporcionar indicaciones para evitar la ocurrencia del mismo fenómeno en el futuro.

En el caso de la reconstrucción de las superficies protectoras (enlucidos), es necesario inspeccionar el sistema de refuerzo FRCM para evaluar cualquier daño estructural después de la eliminación de la superficie protectora.

8 CONTROL

El control del sistema de refuerzo debe ser realizado tanto para la aceptación de los productos en sitio como para determinar la calidad de la instalación del sistema. Una vez que la intervención de

refuerzo se ha realizado, es necesario proceder al control con fines de pruebas y, posteriormente, para su posible monitoreo en el tiempo. En ambos casos, es posible usar pruebas no destructivas y pruebas parcialmente destructivas. Las pruebas deben ser realizadas por personal calificado. Si la configuración de refuerzo lo permite, como por ejemplo en el caso de aplicaciones de bobinado, o en presencia de dispositivos de anclaje adecuados, se pueden omitir algunas verificaciones del sustrato.

8.1 CONTROLES DE ACEPTACIÓN EN EL SITIO

Los sistemas de refuerzo FRCM deben ser asociados a una serie de controles en sitio que aseguran un nivel adecuado de las características mecánicas y físicas y la respuesta de las mismas como los requisitos requeridos por el Diseñador.

Los controles de aceptación en el sitio son efectuados mediante pruebas destructivas de ensayos. Para el número y el tipo de control, se hace referencia a la Guía Ministerial, titulada “*Guía para la identificación, la calificación y el control de aceptación de compuestos fibroreforzados a matriz inorgánica (FRCM) para utilizarse para la consolidación estructural de construcciones existentes*”.

8.2 CONTROL DE CALIDAD DEL SISTEMA DE REFUERZO

La valoración de la calidad de la ejecución del sistema de refuerzo se puede hacer mediante pruebas semi-destructivas o no destructivas. En particular, las pruebas semi-destructivas son principalmente indicativas de la caracterización mecánica de la ejecución del sistema de refuerzo. La posible presencia de defectos en la realización puede ser detectada mediante pruebas no destructivas.

El tipo y número de pruebas a realizarse deben ser acordes con la importancia de la intervención, evaluando la incidencia de las zonas tratadas en relación con el tamaño de la estructura. En particular, merecen una mayor atención las construcciones con importantes funciones públicas o estratégicas importantes, también con referencia a la gestión de la Protección Civil en caso de colapso.

En previsión de pruebas de control semi-destructivas, es buena practica predisponer de areas adicionales de refuerzo (“testigos”) en partes de la estructura oportunamente seleccionadas. Estas areas se dividen en paneles de más de 500 mm x 200 mm. Los paneles deben hacerse simultáneamente con la intervención de refuerzo, con los mismos materiales y técnicas de construcción, en zonas donde su eliminación no implica la alteración de los mecanismos de colapso, asegurándose de que estén expuestos a las mismas condiciones ambientales del refuerzo principal. Si mas de uno, los paneles deben distribuirse uniformemente con respecto a la intervención general.

8.2.1 Pruebas semi- destructivas

Las pruebas de desgarro a corte pueden ser realizadas haciendo uso de los testigos, en zonas del refuerzo no críticas, de una prueba para cada 30 m² de aplicación para las estructuras de hormigón armado y de una prueba para cada 50 m² de aplicaciones para esas de mampostería. El número de pruebas no debe ser inferior a 3 para cada tipo de prueba homogénea significativa en la definición de la campaña de control.

Prueba de desgarro a cortante. Esta prueba es útil para determinar la calidad de la aplicación y la preparación preventiva del soporte. Un modo de hacerlo se describe a continuación. La ejecución se realiza en correspondencia de una esquina libre de la estructura sobre la cual se aplica el

refuerzo (Figura 8.1). Se requiere la disponibilidad de una oportuna porción libre de material compuesto (es decir, no ahogado en el mortero), en continuidad con el material instalado. Es aconsejable impregnar esta parte libre del refuerzo con resina epóxica; después de la maduración, la acción deslizando debe aplicarse utilizando como contraste la esquina mencionada anteriormente.

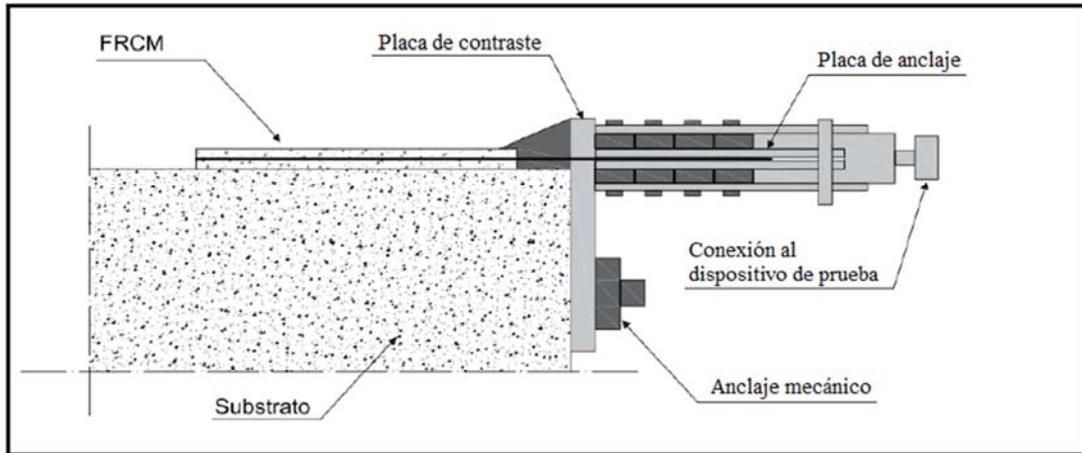


Figura 8.1 – Prueba de desgarro a corte *in situ*.

La longitud de anclaje de la porción de FRCM no debe ser inferior a 300 mm.

La calidad de la aplicación y de la preparación preventiva de la superficie de la aplicación pueden ser aceptables si al menos del 80% de las pruebas (al menos dos sobre tres en el caso de solo tres pruebas) proporcionan una fuerza de desgarro de intensidad no inferior al 85% del valor de la fuerza del diseño máxima, obtenida de la tensión límite convencional multiplicada por el área de la red seca probada.

Prueba de desgarro normal (Figura 8.2) pueden ser realizadas, pero su interpretación puede no ser completamente confiable en términos de la calidad y capacidad del refuerzo, debido a las muchas combinaciones posibles entre la calidad del soporte y del mortero de aplicación del refuerzo.

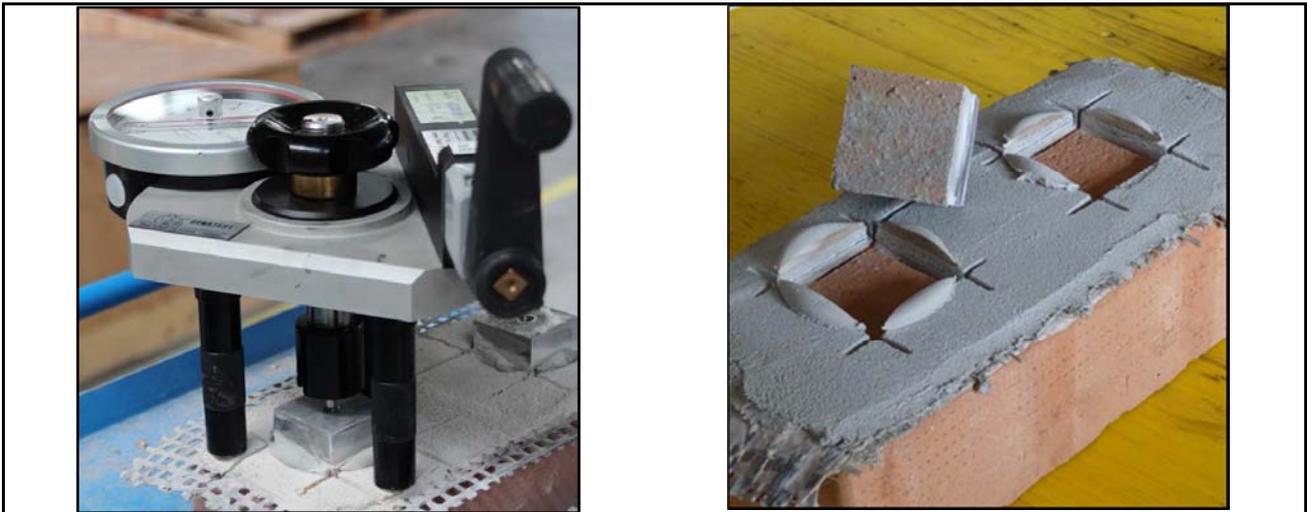


Figura 8.2 – Prueba de desgarro normal.

8.2.2 Pruebas no destructivas

La calidad de la instalación del refuerzo puede ser controlada mediante pruebas semi-destructivas; particular atención o investigaciones más profundas se deben considerar en caso de que se encuentren defectos de aplicación con un diámetro equivalente de 10 cm para aplicaciones difusas o de 5 cm en zonas críticas (anclaje, superposición, etc.). La intervención del refuerzo puede considerarse no comprobable en presencia de defectos de aplicación que cubran al menos el 20% de la superficie reforzada de cada uno elemento estructural.

Las pruebas no destructivas más comunes en este ámbito son descritas a continuación:

Pruebas de tipo acústico estimulado. Se basan en el comportamiento oscilatorio de la capa de refuerzo en presencia o ausencia de adhesión con el sustrato subyacente. En su versión más básica, la prueba puede ser realizada por un técnico experto golpeando la superficie del compuesto con una barra rígida y escuchando el sonido que proviene del impacto. Los resultados más objetivos pueden ser obtenidos con sistemas automatizados. Se señala que dichas pruebas podrían no ser significativas para tener en cuenta un defecto eventual en caso de que el espesor del sistema de refuerzo sea elevado.

Pruebas termográficas inducidas por el calor artificial. Pueden presentar una limitada eficacia en presencia del material de refuerzo caracterizados por una elevada conductibilidad térmica (fibras de carbono o de acero). El calentamiento impartido durante la prueba no debe dañar las fibras de refuerzo. Los espesores notables de mortero podrían limitar la capacidad investigativa.

9 PRUEBAS EXPERIMENTALES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el caso de aplicaciones diferentes a las indicadas en los párrafos 3-4 del presente documento, el diseño de la intervención debe ser integrada con pruebas que se realizarán de conformidad con lo indicado en el punto 4.5.12. "Diseño integrado por pruebas y verificación mediante pruebas" de las Normas vigentes para la Construcción y de los procedimientos ilustrados en el Apéndice D de UNI EN 1990. Dichas pruebas pueden ser previstas en dos casos:

- Experimentación de carácter general conducida por el Fabricante para permitir aplicaciones fuera de las disposiciones de los párrafos citados y disponibles por los Diseñadores. El documento experimental y analítico que se deriva por esta campaña debe tener un valor al menos nacional, para indicar también los límites de aplicaciones en términos de tipo y cantidad de refuerzo, las características mecánicas y geométricas de la clase de elementos que se pueden reforzar, y los límites máximos en términos de aumento de capacidad portante o deformativa. Es responsabilidad del Diseñador verificar la correcta interpretación de las pruebas conducidas y la aplicabilidad de los resultados obtenidos por el Fabricante en el caso en cuestión
- Experimentación solamente prevista por el diseñador (o por el Director de trabajo) para la aprobación de un diseño específico. El Fabricante no es necesariamente involucrado. El programa de pruebas es reducido pudiéndose considerar conocidos valores de muchos de los parámetros que se encuentran en la aplicación específica.

Como se indica en el párrafo 4.5.12. de las Normas Técnicas para las construcciones, la resistencia y la funcionalidad de la intervención del refuerzo debe ser medida a través de las pruebas en muestras de adecuada numerosidad. Los resultados de las pruebas deben ser tratadas con los métodos del análisis estático, a fin de obtener parámetros significativos, desviación estándar y, cuando sea posible, el factor de asimetría de la distribución, para caracterizar adecuadamente un

modelo probabilístico que describe las cantidades investigadas (consideradas como variables aleatorias).

Con respecto a los detalles y los métodos operativos completos para el diseño integrado por las pruebas, que se encuentran en el Apéndice D de UNI EN 1990, los siguientes aspectos están subrayados (la variabilidad de los parámetros debe explorarse en el caso de experimentación general realizada por el Fabricante):

- Las pruebas en elementos estructurales reforzados con FRCM deben entenderse de acuerdo con lo que se detalla en el punto d) del Párrafo D3 (Tipos de pruebas), y en particular *“pruebas para reducir las incertidumbres en los parámetros utilizados en los modelos de resistencia; por ejemplo, pruebas de elementos estructurales o ensamblajes de elementos estructurales”*. Por lo tanto, el inciso (2) del párrafo mencionado anteriormente indica que *“Los valores de diseño que se utilizarán en las pruebas deben, cuando sea posible, derivarse de los resultados de las pruebas mediante la aplicación de técnicas estadísticas consolidadas. Ver D5 a D8”*.
- El párrafo D4 – Planificación de los tests indica las modalidades de imposición y los objetivos de la campaña experimental; en particular, las muestras y los métodos de prueba deben, en la medida de lo posible, reproducir condiciones cercanas a las de las aplicaciones reales, en términos de materiales (del elemento estructural y del refuerzo), de modalidad de aplicación de la carga, de dimensiones de los especímenes, a fin de reducir el comienzo de diferentes modalidades de falla debido al efecto de escala. Además, las propiedades de los materiales base utilizados en las pruebas deben especificarse con el detalle adecuado y ser análogas con los materiales que se encuentran en las aplicaciones.
- El procedimiento debe, en primer lugar, conducir a la definición de un modelo de resistencia para la aplicación que se está probando, y al referirse al tipo de elemento estructural que debe reforzarse, capaz de reproducirse con buena fiabilidad y posiblemente introducir hipótesis a favor de la seguridad, los valores de las pruebas.
- Los pasos a seguir para formular y calibrar un modelo de resistencia en función de un número prefijado de variables (parámetros mecánicos o geométricos) estáticamente independientes y descriptibles por una función gaussiana o log-normal, sobre la base de un número suficiente de resultados de pruebas experimentales, son ilustrados en el párrafo D8 de la citada UNI EN 1990. Deben ser exploradas todas las dependencias más significativas de las variables, y por cada combinación preseleccionada por los parámetros y deben ser realizados al menos dos pruebas (o preferiblemente tres pruebas al fin de reducir las incertidumbres de tipo experimental). En la calibración del modelo de resistencia, deben ser utilizados los valores de los parámetros de ingreso efectivamente medidos por sus prototipos realizados. Para cada combinación preseleccionada de los parámetros, el promedio de los resultados experimentales no debe ser inferior al valor predicho del modelo.
- Los dos métodos posibles de derivación de los valores de diseño de los resultados experimentales se describen en el Párrafo D5 – *Derivación de los valores del diseño de las citas UNI EN 1990* –. Típicamente, en las situaciones usuales, es aplicable el método (a) *“estimando un valor característico, que es dividido por un coeficiente parcial y posiblemente multiplicado, si es necesario por un coeficiente de conversión explícito (ver D7.2 e D8.2)”*. Los criterios para obtener los valores característicos y los factores parciales relacionados con el modelo de resistencia específico se ilustran en el párrafo D6 – *Principios generales para evaluaciones estáticas* – y detalladas en el párrafo D8 – *Determinación estática de los modelos de resistencia* –.

En el caso de campañas experimentales, es posible simplificar el enfoque propuesto en los párrafos citados, determinado el coeficiente de variaciones de los resultados experimentales (necesario para obtener los valores característicos) en relación a una o más combinaciones de los

parámetros, y utilizando dicho coeficiente en modo uniforme para todas las combinaciones de los parámetros. Dicho procedimiento es utilizable a partir de que la modalidad de falla y análoga en todo el intervalo de variabilidad de los parámetros considerados.

El número mínimo de las pruebas para la determinación del coeficiente de variación es 5.

10 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Materialles

- Pruebas de tracción y de desplazamiento

Bilotta A, Ceroni F, Lignola GP, Prota A. Use of DIC technique for investigating the behaviour of FRCC materials for strengthening masonry elements. *Compos Part B* 2017; 129:251-270

Bilotta A, Ceroni F, Nigro E, Pecce M. Experimental tests on FRCC strengthening systems for tuff masonry elements. *Constr Build Mater* 2017, 138:114-133

Carozzi FG, Milani G, Poggi C. Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCC) systems for strengthening of masonry structures. *Compos Struct* 2014;107:711-725.

Carozzi FG, Poggi C. Mechanical properties and debonding strength of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCC) systems for masonry strengthening. *Compos Part B* 2015;70:215-230.

D'Antino T, Carloni C, Sneed LH, Pellegrino C. Matrix-fiber bond behavior in PBO FRCC composites: A fracture mechanics approach. *Eng Fract Mech* 2014;117:94-111.

D'Ambrisi A, Feo L, Focacci F. Experimental analysis on bond between PBO-FRCC strengthening materials and concrete. *Compos Part B* 2013;44(1):524-532.

D'Ambrisi A, Feo L, Focacci F. Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCC materials and masonry. *Compos Part B* 2013;46:15-20.

D'Antino T, Papanicolaou C. Mechanical characterization of textile reinforced inorganic-matrix composites. *Compos Part B* 2017;127:78-91.

de Felice G, De Santis S, Garmendia L, Ghiassi B, Larrinaga P, Lourenço PB, Oliveira DV, Paolacci F, Papanicolaou CG. Mortar-based systems for externally bonded strengthening of masonry. *Mater Struct* 2014;47(12):2021-2037.

De Santis S, de Felice G. Steel reinforced grout systems for the strengthening of masonry structures. *Composite Structures*, 2015;134:533-548.

Donnini J, Corinaldesi V, Nanni A. Mechanical properties of FRCC using carbon fabrics with different coating treatments. *Compos Part B* 2016; 88; 220-228.

Razavizadeh A, Ghiassi B, Oliveira DV. Bond behavior of SRG-strengthened masonry units: Testing and numerical modeling. *Constr Build Mater* 2014;64:387-397.

Sneed LH, D'Antino T, Carloni C, Pellegrino C. A comparison of the bond behavior of PBO-FRCC composites determined by double-lap and single-lap shear tests. *Cement and concrete composites* 2015; 64; 37-48.

- Round Robin Test Rilem TC 250-CSM

Caggegi C, Carozzi FG, De Santis S, Fabbrocino F, Focacci F, Hojdis L, Lanoye E, Zuccarino L. Experimental analysis on tensile and bond properties of PBO and Aramid fabric reinforced cementitious matrix for strengthening masonry structures. *Compos Part B* 2017;127:175-195.

Carozzi FG, Bellini A, D'Antino T, de Felice G, Focacci F, Hojdys L, Laghi L, Lanoye E, Micelli F, Panizza M, Poggi C. Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements. *Compos Part B*. 2017, 128:100-119

De Santis S, Carozzi FG, de Felice G, Poggi C. Test methods for Textile Reinforced Mortar systems. *Compos Part B*, 2017;127:121-132.

De Santis S, Ceroni F, de Felice G, Fagone M, Ghiassi B, Kwiecień A, Lignola GP, Morganti M, Santandrea M, Valluzzi MR, Viskovic A. Round Robin Test on tensile and bond behaviour of Steel Reinforced Grout systems. *Compos Part B* 2017;127:100-120.

Leone M, Aiello MA, Balsamo A, Carozzi FG, Ceroni F, Corradi M, Gams M, Garbin E, Gattesco N, Krajewski P, Mazzoti C, Oliveira DV, Papanicolaou CG, Ranocchiali G., Roscini F, Saenger D. Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate. *Compos Part B* 2017;127:196-214.

Lignola GP, Caggegi C, Ceroni F, De Santis S, Krajewski P, Lourenço PB, Morganti M, Papanicolaou C, Pellegrino C, Prota A, Zuccarino L. Performance assessment of basalt FRCM for retrofit applications on masonry. *Compos Part B* 2017;128:1-18.

Métodos de test y calificación

Arboleda D, Carozzi F, Nanni A, Poggi C. Testing Procedures for the Uniaxial Tensile Characterization of Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composites. *Compos Struct* 2015;04015063.

Ascione L, de Felice G, De Santis S. A qualification method for externally bonded Fibre Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) strengthening systems. *Compos Part B*, 2015,78:497-506.

de Felice G, Aiello MA, Caggegi C, Ceroni F, De Santis S, Garbin E, Gattesco N, Hojdys Ł, Krajewski P, Kwiecień A, Leone M, Lignola GP, Mazzotti C, Oliveira D, Papanicolaou C, Poggi C, Triantafillou T, Valluzzi MR, Viskovic A. Recommendation of RILEM TC 250-CSM: Test method for Textile Reinforced Mortar to substrate bond characterization. *Materials and Structures* 2018;51(4):95.

Refuerzo de paredes en el plano

Babaeidarabad S, De Caso F, Nanni A. URM walls strengthened with fabric-reinforced cementitious matrix composite subjected to diagonal compression. *Journal of Composites for Construction*, 2014.18.

Balsamo A, Asprone D, Iovinella I, Maddaloni G, Menna C, Prota A, Ceroni F, Zinno A. Effectiveness of inorganic matrix-grid composites for strengthening masonry walls. *Proceeding of 16th IB2MAC - International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, June 2016*.

Balsamo A, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi G. Masonry Walls Strengthened with Innovative Composites. *Proceedings of the 10th International Research Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures FRPRCS ACI SP-275, Tampa, Florida, USA, April 2-4, 2011, ACI SP-275-44. (ISBN: 0-87031-412-2)*.

Balsamo A, Iovinella I, Di Ludovico M, Prota A. Masonry reinforcement with IMG composites: Experimental investigation, *Key Engineering Materials, 4th International Conference on*

- Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials, MuRiCO 2014; Ravenna; Italy; 9-11 September 2014; Code 109316, Volume 624, 2015, Pages 275-282.
- Balsamo A, Iovinella I, Morandini G. FRG strengthening systems for masonry building. Proceeding of NZSEE Conference, Auckland, 21-23 March 2014.
- Baratta A, Corbi I. Topology optimization for reinforcement of no-tension structure, *J. Acta Mechanica*, 2014, 225,:663 – 678.
- Borri A, Corradi M, Sisti R, Buratti C, Belloni E, Moretti E. Masonry wall panels retrofitted with thermal-insulating GFRP-reinforced jacketing. *Mater Struct* 2016, 49: 3957.
- Brignola S, Frumento S, Lagomarsino S, Podestà S. Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test. *Int J Arch Heritage* 2009, 3:52–73.
- Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S. The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry. *Constr Build Mater* 2010; 24:677–85.
- Cascardi A, Micelli F, Aiello MA. Analytical model based on artificial neural network for masonry shear walls strengthened with FRM systems, *Compos Part B*, 2016, 95:252-263.
- Corbi I. FRP reinforcement of masonry panels by means of C-fiber strips. *Compos Part B*, 2013, 478:348-356.
- Corbi I, Corbi O. Analysis of bi-dimensional solids with internal unilateral constraint coupled to structural elements with different degree of connection, *J. Acta Mechanica*, 2017, 228(2): 607-616.
- Corradi M, Borri A, Castori G, Sisti R. Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids. *Compos Part B*, 2014, 64:33–42.
- Faella C, Martinelli E, Nigro E, Paciello S. Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Constr Build Mater*, 2010, 24:84–93.
- Gattesco N, Dudine A. Efficacia di unatecnica di rinforzo per murature con intonaco in GFRP. Proceeding of National Conference "sulla Sicurezza e Conservazione nel recupero dei beni colpiti dal sisma: Strategie e tecniche di ricostruzione ad un anno dal terremoto abruzzese", vol. 1, p. 251-260, IUAV, Venezia, 8-9 aprile 2010.
- La Tegola A, Mera W. "Seismic behavior of masonry panels with reinforced plaster using micro mesh in FRP and cementitious matrix." 10th International Masonry Conference, Milan, July 2018.
- Lignola GP, Bilotta A, Ceroni F. Assessment of the effect of FRCM materials on the behaviour of masonry walls by means of FE models. *Eng Struct*, 2019, 184:145-157.
- Lignola GP, Prota A, Manfredi G. Nonlinear Analyses Of Tuff Masonry Walls Strengthened With Cementitious Matrix–Grid Composites. *Journal of Composites for Construction*, 2009, 13(4):243-251.
- Lignola GP, Prota A, Manfredi G. Numerical investigation on the influence of FRP retrofit layout and geometry on the in-plane behavior of masonry walls. *Journal of Composites for Construction*, 2012, 16(6):712-723.
- Menna C, Asprone D, Durante M, Zinno A, Balsamo A, Prota A. Structural behaviour of masonry panels strengthened with an innovative hemp fibre composite grid. *Constr Build Mater*, 2015, 100:111–121.
- Micelli F, Sciolti MS, Leone M, Aiello MA, Dudine A. Shear behaviour of Fiber Reinforced Mortar strengthened masonry walls built with limestone blocks and hydraulic mortar. In: *Brick*

and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges – Modena, da Porto & Valluzzi (Eds) 2016 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02999-6.

Parisi F, Iovinella I, Balsamo A, Augenti N, Prota A. In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix–grid composites. *Compos Part B*, 2013, 45(1):1657–1666.

Prota A, Marcarì G, Fabbrocino G, Manfredi G, Aldea C. Experimental in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious matrix-grid composites; *Journal of Composites for Construction*, 2006, 10(3):223-233.

Prota A, Manfredi G, Nardone F. Assessment of design formulas for in-plane FRP strengthening of masonry walls. *Journal of Composites for Construction*, 2008, 12(6):643–649.

Refuerzo de paredes fuera del plano

Babaeidarabad S, De Caso F, Nanni A. Out-of-Plane Behavior of URM Walls Strengthened with Fabric-Reinforced Cementitious Matrix Composite, *Journal of Composites for Construction*, 2014a, 18(4), Art. 04013057.

Babaeidarabad S, Loreto G, Arboleda D, Nanni A. FRCM-Strengthened CMU Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Load, *The Masonry Society Journal*, 2014b, 32(1):69-81.

Baratta A, Corbi I, Corbi O. Bounds on the Elastic Brittle solution in bodies reinforced with FRP/FRCM composite provisions, *Compos Part B*, 2015, 68:230-236.

Baratta A, Corbi O. Closed-form solutions for FRP strengthening of masonry vaults, *J. Computers and Structures*, 2015, 147: 244-249.

Baratta A, Corbi O. An approach to the positioning of FRP provisions in vaulted masonry structures, *Compos Part B*, 2013, 53:334 – 341.

Baratta A, Corbi O. Stress Analysis of Masonry Vaults and Static Efficacy of FRP Repairs. *Intern. Journal of Solids and Structures*, 2007, 44(24): 8028-80

Bellini A, Incerti A, Bovo M, Mazzotti C. Effectiveness of FRCM reinforcement applied to masonry walls subject to axial force and out-of-plane loads evaluated by experimental and numerical studies, *International Journal of Architectural Heritage*, 2017a, 12(3):376-394

Bernat-Maso E, Escrig C, Aranha CA, Gil L. Experimental assessment of Textile Reinforced Sprayed Mortar strengthening system for brickwork wall-panels, *Constr Build Mater*, 2014, 50:226-236.

Carozzi FG, Colombi P, Poggi C. Fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) system for strengthening of masonry elements subjected to out-of-plane loads, *Advanced Composites in Construction (ACIC 2015) - Proceedings of the 7th Biennial Conference on Advanced Composites In Construction*, University of Cambridge, Cambridge, UK, 2015 September 9-11, pp. 182-188.

Corbi I, Corbi O. Combinational optimization for shaping discrete tensile boost elements in continuum structures; *J. Acta Mechanica*, 2018, 229 (9): 3575–3584.

D’Antino T, Carozzi FG, Colombi P, Poggi C. Out-of-plane maximum resisting bending moment of masonry walls strengthened with FRCM composites. *Composite Structures*, 2018, 202:881-896.

D’Ambra C, Lignola GP, Prota A, Sacco E, Fabbrocino F. Experimental performance of FRCM retrofit on out-of-plane behaviour of clay brick walls. *Compos Part B*, 2018, 148:198-206.

Fabbrocino F, Ramaglia G, Lignola GP, Prota A. Ductility-based incremental analysis of curved masonry structures”. *Engineering Failure Analysis*, 2019, 97:653-675.

Harajli M, Elkhatib H, San-Jose T. Static and cyclic out-of-plane response of masonry walls strengthened using textile-mortar system, *Journal of materials in civil engineering*, 2010, 22(11):1171-1180.

Papanicolaou CG, Trinantafillou TC, Papathanasiou, M.; Karlos, K, Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading, *Materials and Structures*, 2008, 41(1):143-157.

Papanicolaou CG, Trinantafillou TC, Lekka M. Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels, *Constr Build Mater*, 2011, 25(2):504-515.

Ramaglia G, Lignola GP, Fabbrocino F, Prota A. Numerical investigation of masonry strengthened with composites. *Polymers*, 2018, 10 (3), art. no. 334.

Valluzzi MR, Da Porto F, Garbin E, Panizza M. Out-of-plane behavior of infill masonry panels strengthened with composite materials, *Mater Struct* 2014, 47(12):2131-2145.

Confinamiento

Balsamo A, Cascardi A, Di Ludovico M, Aiello MA, Morandini G. Analytical study on the effectiveness of the FRCM-confinement of masonry columns. In: *Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management* May 15-18, 2018. Cáceres, Spain.

Carloni C, Mazzotti C, Savoia M, Subramaniam KV. Confinement of Masonry Columns with PBO FRCM Composites. *Key Engineering Materials*, 2014, 624.

Cascardi A, Aiello MA, Triantafillou T. Analysis-oriented model for concrete and masonry confined with fiber reinforced mortar. *Mater Struct*, 2017, 50(4):202.

Cascardi A, Longo F, Micelli F, Aiello MA. Compressive strength of confined column with Fiber Reinforced Mortar (FRM): New design-oriented-models. *Constr Build Mater*, 2017, 156:387-401.

Cascardi A, Micelli F, Aiello MA. FRCM-confined masonry columns: experimental investigation on the effect of the inorganic matrix properties. *Constr Build Mater*, 2018, 186:811-825.

Di Ludovico M, Fusco E, Prota A, Manfredi G. Experimental behavior of masonry columns confined using advanced materials. In *The 14th world conference on earthquake engineering*. 2008

Fossetti M, Minafò G. Strengthening of Masonry Columns with BFRCM or with Steel Wires: An Experimental Study. *Fibers*, 2016, 4(2):15.

Incerti A, Vasiliu A, Ferracuti B, Mazzotti C. Uni-Axial compressive tests on masonry columns confined by FRP and FRCM. In *Proc. of the 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures & The 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures*, Joint Conference, Nanjing, China, 14–16 December 2015.

Maddaloni G, Cascardi A, Balsamo A, Di Ludovico M, Micelli F, Aiello MA, Prota A. Confinement of Full-Scale Masonry Columns with FRCM Systems. In *Key Engineering Materials*, 2017, 747:374-381.

Mezrea PE, Yilmaz IA, Ispir M, Binbir E, Bal IE, Ilki A. External Jacketing of Unreinforced Historical Masonry Piers with Open-Grid Basalt-Reinforced Mortar. *Journal of Composites for Construction*, 2016, 21(3), 04016110.

Minafò G, La Mendola L. Experimental investigation on the effect of mortar grade on the compressive behaviour of FRCM confined masonry columns. *Compos Part B*, 2018, 146:1-12.

Ombres L. Confinement effectiveness in eccentrically loaded masonry columns strengthened by Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) jackets. In *Key Engineering Materials* 2015, 624:551-558.

Ombres L, Verre S. Masonry columns strengthened with Steel Fabric Reinforced Cementitious Matrix (S-FRCM) jackets: experimental and numerical analysis. *Measurement*, 2018, 127:238-245.

Santandrea M, Quartarone G, Carloni C, Gu XL. Confinement of Masonry Columns with Steel and Basalt FRCM Composites. In *Key Engineering Materials* , 2017, 747:342-349.

Sneed LH, Carloni C, Baietti G, Fraioli G. Confinement of Clay Masonry Columns with SRG. In *Key Engineering Materials*, 2017, 747: 350-357.

Witzany J, Zigler R. Stress State Analysis and Failure Mechanisms of Masonry Columns Reinforced with FRP under Concentric Compressive Load. *Polymers*, 2016, 8(5):176.

Yilmaz I, Mezrea P, Ispir M, Binbir E, Bal IE, Ilki A. External Confinement of Brick Masonry Columns with Open-Grid Basalt Reinforced Mortar. In *Proceedings of the Fourth Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2013)*, Melbourne, Australia (pp. 11-13).

Refuerzo a flexión de elementos de hormigón armado

Babaeidarabad S, Loreto G, Nanni A. Flexural strengthening of RC beams with an externally bonded fabric-reinforced cementitious matrix. *Journal of Composites for Construction*, 18(5):1-12.

Bencardino F, Carloni C, Condello A, Focacci F, Napoli A, Realfonzo R. Flexural behavior of RC members strengthened with FRCM: State-of-the-art and predictive formulas. *Compos Part B*, 2018, 148:132-148.

Carloni C, Bournas DA, Carozzi FC, D'Antino T, Fava G, Focacci F, Giacomini G, Mantegazza G, Pellegrino C, Perinelli C, Poggi C. Fiber reinforced composites with cementitious (inorganic) matrix. In *Design procedures for the use of composites in strengthening of reinforced concrete structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 234-DUC*, Springer, 2016:349-92.

D'Ambrisi A, Focacci F. Flexural strengthening of RC beams with cement based composites. *Journal of Composites for Construction*, 2011, 15(2):707-20.

Hashemi S, Al-Mahaidi R. Experimental and finite element analysis of flexural behavior of FRP-strengthened RC beams using cement-based adhesives. *Constr Build Mater*, 2012, 26:268-73.

Ombres L. Flexural analysis of reinforced concrete beams strengthened with a cement based high strength composite material. *Composite Structures*, 2011, 94(1):143-55.

Pellegrino C, D'Antino T. Experimental behavior of existing precast prestressed reinforced concrete elements strengthened with cementitious composites. *Compos Part B*, 2013, 55:31-40.

Sneed LH, Verre S, Carloni C, Ombres L. Flexural behavior of RC beams strengthened with steel-FRCM composite. *Eng Struct*, 2016, 127:686-99.

Refuerzo a corte de elementos hormigón armado

Carloni C, Bournas DA, Carozzi FC, D'Antino T, Fava G, Focacci F, Giacomini G, Mantegazza G, Pellegrino C, Perinelli C, Poggi C. Fiber reinforced composites with cementitious (inorganic) matrix. In *Design procedures for the use of composites in strengthening of reinforced concrete*

structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 234-DUC, Springer, 2016:349–92.

Chen JF, Teng JG. Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Constr Build Mater* 2003;17(1):27–41.

Gonzalez-Libreros JH, Pellegrino C, D'Antino T, Sneed LH. Evaluation of external transversal reinforcement strains of RC beams strengthened in shear with FRCM composites, In Proc of the 8th biennial Conference on Advanced Composites in Construction (ACIC 2017), Sheffield, UK, September 2017.

Gonzalez-Libreros JH, Sabau C, Sneed LH, Pellegrino C, Sas G. State of Research on Shear Strengthening of RC Beams Using FRCM Composites. *Constr Build Mater* 2017;149:444-458.

Gonzalez-Libreros JH, Sneed LH, D'Antino T, Pellegrino C. Behavior of RC beams strengthened in shear with FRP and FRCM composites. *Eng Struct* 2017;150:830–42.

Monti G, Liotta MA. Test and design equations for FRP-strengthening in shear, *Constr Build Mater* 2007;21:799-809.

Sneed LH, D'Antino T, Focacci F, Gonzalez-Libreros J, Pellegrino C. Contribution of Externally Bonded FRCM to the Shear Strength of RC Beams – A Mechanical Model. October 14, 2018, ACI Fall 2018 Convention, Las Vegas, NV.

11 EJEMPLOS NUMÉRICOS

Se reportan en este párrafo algunos ejemplos numéricos que pueden ayudar al lector a comprender cómo aplicar las prescripciones de diseño establecidos en los párrafos anteriores. Los símbolos utilizados son los introducidos anteriormente.

11.1 REFUERZO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS EN EL PROPIO PLANO

11.1.1 Capacidad a cortante

Mampostería de ladrillo

Se considera un tabique de mampostería en condiciones de exposición externa en ladrillos llenos de espesor de $t=250$ mm, altura $\ell=2$ m y ancho $H=1$ m solicitado a corte horizontalmente en su propio plano. Se utiliza un sistema de FRCM (fibra de vidrio) que tiene tensión límite convencional $\varepsilon_{\text{lim,conv}} \cdot E_f = 1000$ MPa y espesor de la red $t_f = 0.025$ mm, balanceada con las fibras en la dirección vertical y horizontal de la pared, que la cubre completamente ($\ell_f = H$).

La capacidad de corte mínima de la mampostería no reforzada (V_t), evaluada de acuerdo con la Norma vigente para paredes no reforzadas es (NTC - Circular n. 7 del 21 enero 2019 - 8.7.1.16):

$$V_t = H \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1000 \cdot 250 \cdot \frac{1.5 \cdot 0.05}{1.5} \sqrt{1 + \frac{0.5}{1.5 \cdot 0.05}} = 34.6 \text{ kN},$$

asumiendo una resistencia $\tau_{0d} = 0.05$ MPa y una tensión vertical $\sigma_0 = 0.5$ MPa y p coeficiente correctivo de las tensiones en la sección, igual al valor máximo 1.5 en este caso.

La resistencia al corte de la pared reforzada ($V_{t,R}$) es calculada como la suma de la contribución de la mampostería no reforzada (V_t) y del refuerzo ($V_{t,f}$):

$$V_{t,f} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{VF} \cdot \ell_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f = 0.5 \cdot 2 \cdot 0.025 \cdot 1000 \cdot 0.8 \cdot 800 = 16.0 \text{ kN},$$

donde:

- $n_f = 2$ es el número total de capas de refuerzo colocadas a los lados de la pared (uno en cada lado);
- $t_{VF} = 0.025$ mm: es el espesor equivalente de cada capa del sistema FRCM, t_f de las fibras en dirección horizontal.
- $\varepsilon_{fd} = \eta \frac{\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}}{\gamma_m} = 0.8 \frac{1.5 \cdot 1000 / E_f}{1.5} = \frac{800}{E_f}$ es obtenida da la $\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}$.

Se obtiene, por lo tanto, la capacidad a corte de la pared reforzada:

$$V_{t,R} = 34.6 \text{ kN} + 16.0 \text{ kN} = 50.6 \text{ kN}.$$

Se verifica, finalmente, que esta capacidad a corte no supere el corte que produce el aplastamiento diagonal de la mampostería:

$$V_{t,c} = 0.25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f = 0.25 \cdot 2.5 \cdot 250 \cdot 1000 = 156.25 \text{ kN},$$

donde $f_{md} = 2.5 \text{ MPa}$ es la resistencia a compresión de diseño de la mampostería de ladrillos.

Nota: utilizando el coeficiente de amplificación de la Tabla 4.1 (0.8·1.7) se obtiene $V_{t,R} = 41.3 \text{ kN}$.

Mampostería de bloques de tufo

Se considera un tabique de mampostería de bloques de tufo en condiciones de exposición interna de espesor $t = 400 \text{ mm}$, altura $\ell = 2 \text{ m}$ y ancho $H = 1 \text{ m}$ solicitado a corte horizontalmente en su propio plano. Se utiliza un sistema de FRCM (fibra de vidrio) que tiene tensión límite convencional $\varepsilon_{lim,conv} \cdot E_f = 1000 \text{ MPa}$ y espesor de la red $t_f = 0.025 \text{ mm}$, balanceada con las fibras en la dirección vertical y horizontal de la pared, que la cubre completamente ($\ell_f = H$).

La capacidad a corte mínima de la mampostería no reforzada (V_t), evaluada de acuerdo con la Norma vigente para paredes no reforzadas es (NTC - Circular n. 7 del 21 enero 2019 - 8.7.1.16):

$$V_t = H \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{od}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{od}}} = 1000 \cdot 400 \cdot \frac{1.5 \cdot 0.02}{1.5} \sqrt{1 + \frac{0.3}{1.5 \cdot 0.02}} = 26.5 \text{ kN},$$

asumiendo una resistencia $\tau_{od} = 0.02 \text{ MPa}$ y una tensión vertical $\sigma_0 = 0.3 \text{ MPa}$ y p coeficiente correctivo de las tensiones en la sección, igual al valor máximo 1.5 en este caso.

La resistencia al corte de la pared reforzada ($V_{t,R}$) es calculada como la suma de la contribución de la mampostería no reforzada (V_t) y del refuerzo ($V_{t,f}$):

$$V_{t,f} = 0.5 \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot \ell_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f = 0.5 \cdot 2 \cdot 0.025 \cdot 1000 \cdot 0.8 \cdot 900 = 18.0 \text{ kN},$$

donde:

- $n_f = 2$ es número total de capas de refuerzo colocadas a los lados de la pared (uno en cada lado);
- $t_{vf} = 0.025 \text{ mm}$: es el espesor equivalente de cada capa del sistema FRCM, t_f de las fibras en dirección horizontal.
- $\varepsilon_{fd} = \eta \frac{\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}}{\gamma_m} = 0.9 \frac{1.5 \cdot 1000 / E_f}{1.5} = \frac{900}{E_f}$ es obtenida da la $\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$.

Se obtiene, por lo tanto, la capacidad a corte de la pared reforzada:

$$V_{t,R} = 26.5 \text{ kN} + 18 \text{ kN} = 44.5 \text{ kN}_t.$$

Se verifica, finalmente, que esta capacidad a corte no supera el corte que produce el aplastamiento diagonal de la mampostería:

$$V_{t,c} = 0.25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f = 0.25 \cdot 1.5 \cdot 400 \cdot 1000 = 150 \text{ kN},$$

donde $f_{md} = 1.5 \text{ MPa}$ es la resistencia a compresión de diseño de la mampostería de bloques de tufo.

Nota: utilizando el coeficiente de amplificación de la Tabla 4.1 (0.9·2.0) se obtien $V_{t,R} = 36.9 \text{ kN}$.

11.1.2 Capacidad de flexo-compresión en el plano

Se considera un panel de mampostería cuya sección transversal tiene altura $H = 1500 \text{ mm}$ y anchura $t = 280 \text{ mm}$ (Figura 11.1).

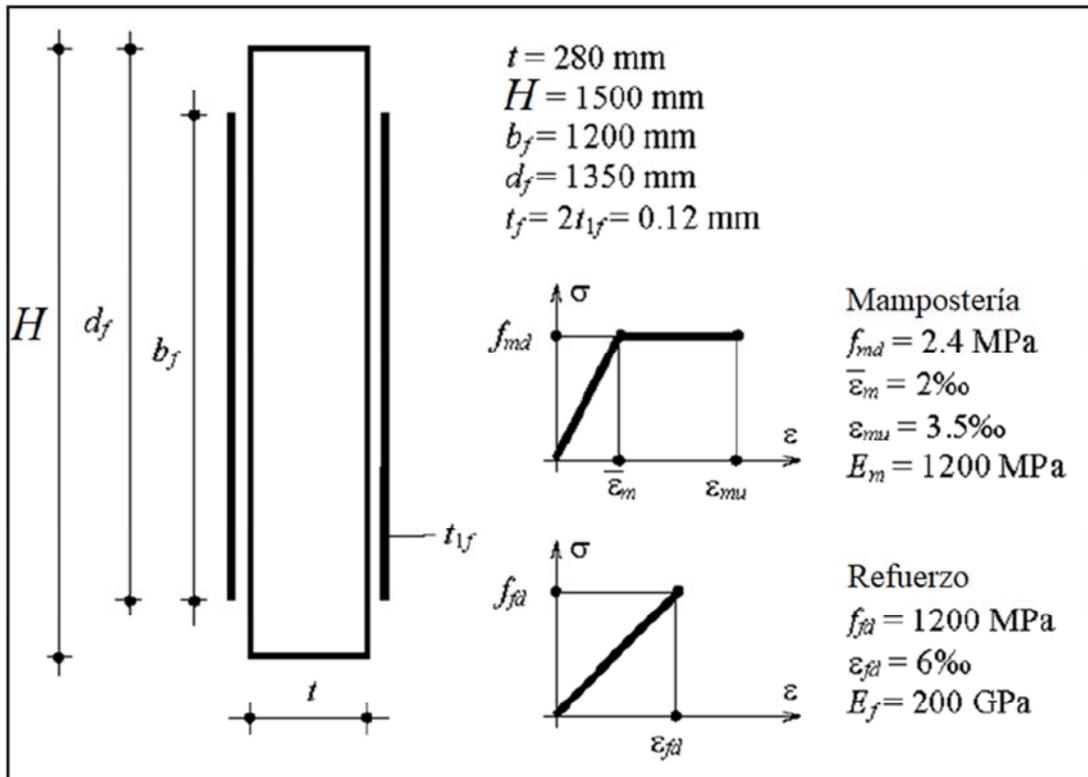


Figura 11.1 - Geometría de la sección y características de refuerzo.

En cada cara del panel es aplicado un refuerzo de espesor equivalente $t_f = 0.06 \text{ mm}$ tal que el espesor del refuerzo para flexión en el plano es $t_{2f} = 2t_f = 0.12 \text{ mm}$. El refuerzo es caracterizado por la deformación de cálculo $\epsilon_{fd} = 6\text{‰}$ y por el módulo elástico $E_f = 200 \text{ GPa}$ y se extiende hasta 150 mm desde los bordes del panel, tal que $d_f = 1500 - 150 = 1350 \text{ mm}$ (Figura 11.1).

La mampostería es caracterizada por la resistencia a la compresión $f_{md} = 2.4 \text{ MPa}$ y por el módulo elástico $E_m = 1200 \text{ MPa}$. Entonces $\bar{\epsilon}_m = f_{md}/E_m = 2\text{‰}$. Se asume $\epsilon_{mu} = 3.5\text{‰}$ (Figura 11.1).

Se desea determinar el momento resistente de cálculo de la sección asociado con el esfuerzo normal $N = 150 \text{ kN}$.

Teniendo en cuenta para la mampostería en compresión la ley constitutiva de la Figura 11.1, de inmediato se establece que el momento resistente de cálculo de la sección no reforzada es:

$$M_{Rd0}(N) = f_{md} \frac{tx}{2} \cdot \left[H(1-k) - y_n(1-k)^2 + k \left(\frac{H}{2} - y_n + \frac{2}{3}ky_n \right) \right] = 94.87 \text{ kNm},$$

siendo $k = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{mu} = 0.571$ e:

$$y_n = \frac{2N}{t f_{md}} \cdot \frac{\varepsilon_{mu}}{2\varepsilon_{mu} - \bar{\varepsilon}_m} = 312.5 \text{ mm}$$

la distancia del eje neutro desde el borde en compresión.

Relativamente a la sección reforzada, se asume inicialmente que la falla de flexión se produce al lograr la deformación última de la mampostería en compresión. De acuerdo con este supuesto, la distancia al eje neutro desde el borde en compresión se determina con la (A1.2) y es:

$$y_n = \frac{N - E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{N^2 + E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} [(2-k) t d_f f_{md} - 2N]}}{t f_{md} (2-k) - E_f t_{2f} \varepsilon_{mu}} = 461.9 \text{ mm.}$$

La deformación máxima del refuerzo es por tanto:

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{mu}}{y_n} (d_f - y_n) = 6.7\%.$$

Esta es superior a la deformación de cálculo del refuerzo. De esta forma, se llega a la falla de la sección al lograr la deformación de cálculo del refuerzo. Si asume que en la condición de falla de la sección la deformación máxima de la mampostería sea superior a $\bar{\varepsilon}_m$. De acuerdo con este supuesto, la distancia al eje neutro desde el borde en compresión se determina con la (A1.6) y es:

$$y_n = \frac{2N + t \xi f_{md} d_f + E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{fd}}{t f_{md} (2 + \xi) + E_f t_{2f} \varepsilon_{fd}} = 465.5 \text{ mm ,}$$

siendo $\xi = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{fd} = 0.33$. La deformación máxima de la mampostería es:

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_{fd}}{d_f - y_n} y_n = 3.16\% ,$$

Lo que confirma lo asumido ($\varepsilon_m > \bar{\varepsilon}_m$).

Finalmente, el momento resistente de cálculo se evalúa con la (A1.3) y es:

$$M_{Rd}(N) = \frac{t f_{md}}{12} \left[2d_f y_n \xi (2\xi + 3) + 3H [y_n (2 + \xi) - \xi d_f] - 2y_n^2 (\xi^2 + 3 + 3\xi) - 2\xi^2 d_f^2 \right] + \varepsilon_{fd} E_f t_{2f} \frac{d_f - y_n}{12} (2y_n + 4d_f - 3H) = 143.3 \text{ kNm.}$$

La Figura 11.2 muestra la comparación entre el dominio de resistencia $M_{Rd0}(N)$ de la sección no reforzada y del dominio de resistencia $M_{Rd}(N)$ de la sección reforzada.

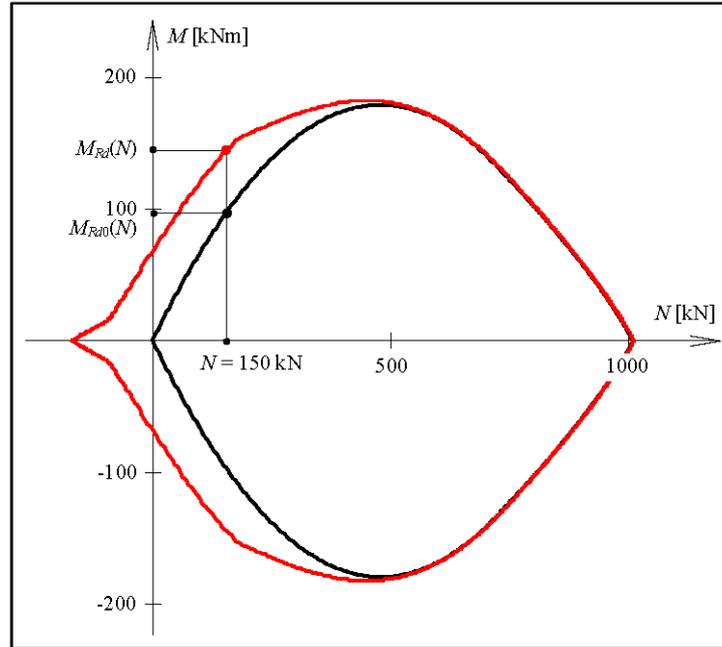


Figura 11.2 - Dominio de resistencia de la sección reforzada comparado con el de la misma sección no reforzada. Los dominios son evaluados considerando para la mampostería la ley constitutiva de la figura 11.1.

Aplicando en lugar del procedimiento simplificado que consiste en considerar un diagrama de las tensiones de compresión constantes e iguales a $\alpha_m f_{md}$, extendido a una porción de sección profunda βy_n , siendo y_n la distancia del eje neutro del lado en compresión y asumiendo $\alpha_m = 0.85$ y $\beta = 0.8$

se establece inmediatamente que el momento resistente de la sección no reforzada es:

$$M_{Rd0}(N) = \frac{N}{2} \left(H - \frac{N}{t\alpha_m f_{md}} \right) = 92.8 \text{ kNm}.$$

Con relación a la sección reforzada, se asume inicialmente que la falla a flexión se debió al alcanzar la deformación última de la mampostería en compresión. Coherentemente con esta suposición, la distancia del eje neutro al lado en compresión se determina con la (A1.8) y es:

$$y_n = \frac{N - E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{N^2 + 2E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} (\alpha_m \beta t f_{md} d_f - N)}}{2\alpha_m \beta f_{md} t - E_f t_{2f} \varepsilon_{mu}} = 475.9 \text{ mm}.$$

La deformación máxima del refuerzo es por tanto:

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{mu}}{y_n} (d_f - y_n) = 6.43\%.$$

Esta es superior a la deformación de cálculo del refuerzo. Se tiene por tanto la falla de la sección al alcanzar la deformación de cálculo del refuerzo. La distancia del eje neutro del lado en compresión se determina por tanto con la (A1.10) y es:

$$y_n = \frac{\varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f} d_f + 2N}{2\alpha_m \beta f_{md} t + \varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f}} = 467.3 \text{ mm}.$$

Finalmente, el momento resistente de cálculo se determina con la (A1.9) y es:

$$M_{Rd}(N) = \frac{\alpha_m \beta f_{md} t y_n}{2} \cdot (H - \beta y_n) + \varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f} \cdot \frac{d_f - y_n}{12} (2y_n + 4d_f - 3H) = 139.7 \text{ kNm}.$$

La Figura 11.3 Muestra la comparación entre el dominio de resistencia $M_{Rd0}(N)$ de la sección no reforzada y del dominio de resistencia $M_{Rd}(N)$ de la sección reforzada.

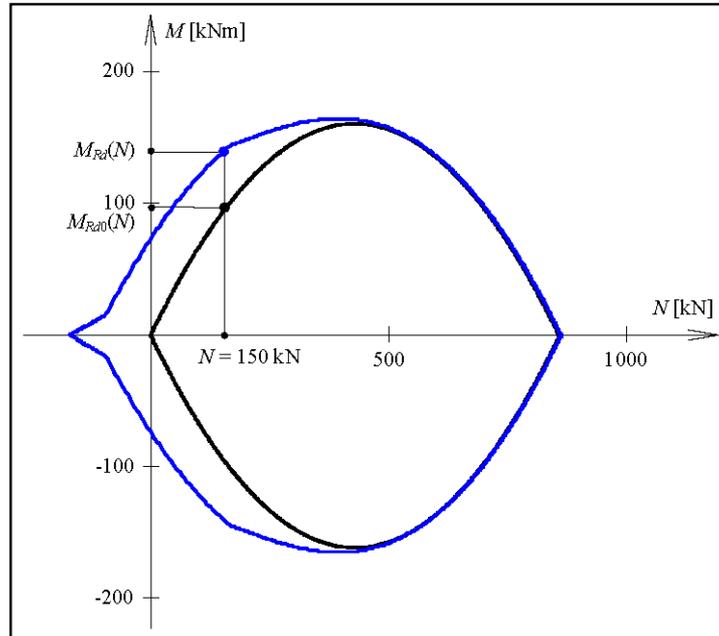


Figura 11.3 - Dominio de resistencia de la sección reforzada comparado con el de la misma sección no reforzada. Los dominios se evalúan aplicando el enfoque simplificado que consiste en considerar un diagrama de tensiones de compresión constantes e iguales a $\alpha_m f_{md}$ extendido a una porción de sección profunda βy_n , asumiendo $\alpha_m = 0.85$ y $\beta = 0.8$.

Finalmente, la Figura 11.4 muestra la comparación entre el dominio $M_{Rd}(N)$ relativo con la ley constitutiva de la mampostería de la Figura 11.1 y el relativo a la aplicación del enfoque simplificado, con $\alpha_m = 0.85$ e $\beta = 0.8$.

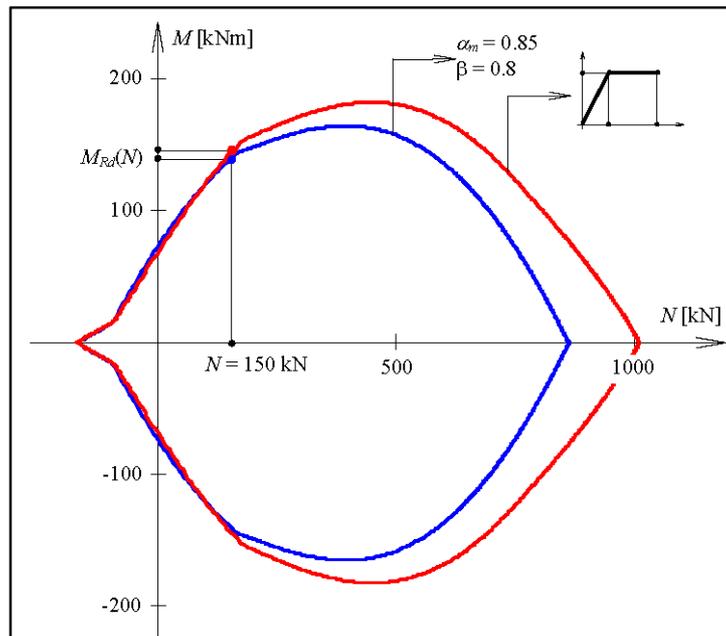


Figura 11.4 - Comparación entre el dominio $M_{Rd}(N)$ Comparación entre el dominio relativo con la ley constitutiva de la mampostería de la Figura 11.1 y el relativo a la aplicación del enfoque simplificado, con $\alpha_m = 0.85$ y $\beta = 0.8$.

11.2 REFUERZO DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA SOLICITADAS FUERA DE SU PROPIO PLANO

Se desea verificar una pared de mampostería de un edificio existente sometido a acciones fuera del propio plano. La verificación es realizada para la pared sin algún refuerzo (*Condiciones ante-operación*) y a continuación de una intervención de refuerzo mediante sistemas FRCM (*Condiciones post-operación*).

El sistema de refuerzo comprende un tejido bidireccional balanceado en carbono, puesto a completo cubrimiento de ambas caras del muro, por medio de un mortero de cal. La sección transversal del muro se verifica con respecto a acciones de flexo-compresión, calculando el momento resistente específico de cálculo M_{Rd} correspondiente a un valor de esfuerzo normal asignado, y confrontando M_{Rd} con la sollicitación a flexión específica de cálculo actuante M_{Sd} . El cálculo se desarrolla para dos diferentes valores de esfuerzo normal específico agente N_{Sd} , igual a 110 kN/m y 290 kN/m, representativos de las condiciones de sollicitación de la sección en el medio de una pared puesta en correspondencia de la parte superior de un edificio y a su base.

Se efectúa además la verificación a corte, sea en la parte superior o a la base del edificio, donde actúa una sollicitación a corte cuyo valor específico V_{Sd} es igual a 27 kN/m.

Se especifica que todos los tamaños, si no fuesen expresamente especificados, son referidos a una tira de pared que tiene una profundidad unitaria.

Características de la sección de la pared

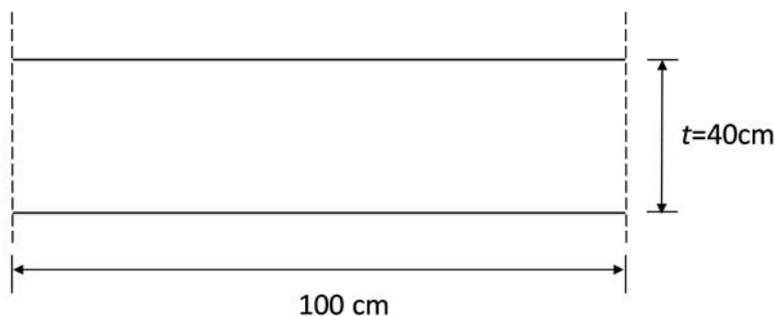


Figura 11.5 - Sección de la pared.

- Espesor: $t = 40$ cm
- Nivel de conocimiento LC2 $\rightarrow FC = 1.2$
- Factor parcial para el diseño sísmico de estructuras de mampostería: $\gamma_M = 2$
- Deformación a compresión de cálculo de la mampostería: $\varepsilon_{mu} = 0.35\%$
- Módulo elástico de la mampostería: $E_m = 2000$ MPa
- Resistencia a compresión media de la mampostería: $f_{mu} = 4.8$ MPa

- Resistencia a compresión de diseño mampostería: $f_{md} = \frac{f_{mu}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{4,8}{1,2 \cdot 2} = 2 \text{MPa}$
- Esfuerzo normal específico de diseño que actúa en la pared en la parte superior del edificio: $N_{Sd,top} = 110 \text{ kN/m}$
- Esfuerzo normal específico de diseño que actúa en la pared en la base del edificio: $N_{Sd,base} = 290 \text{ kN/m}$
- Momento de flexión específico de diseño que actúa en la pared en la parte superior del edificio: $M_{Sd,top} = 23.2 \text{ kNm/m}$
- Momento de flexión específico de diseño que actúa en la pared en la base del edificio: $M_{Sd,base} = 33.7 \text{ kNm/m}$
- Corte específico de diseño que actúa en ambos lados de las paredes: $V_{Sd} = 27 \text{ kN/m}$

Lista de símbolos utilizados

En adición a la simbología adoptada en la restante parte del documento (ver § 3.1), en el presente ejemplo, se introducen símbolos adicionales necesarios para garantizar una lectura más fluida y una mejor compactación de las fórmulas, a continuación listadas:

F_m resultante específica de los esfuerzos de compresión en la mampostería (en la parte de sección en compresión)

F_f resultante específica de los esfuerzos de tracción en el sistema de refuerzo

Verificación de la pared no reforzada (condición ante-operación)

De forma simplificativa, para la mampostería se adopta el *stress-block*, es decir una distribución de tensiones de compresión constante e igual a $0.85f_{md}$ lo mismo a una porción de sección profunda $0.7y_n$, donde y_n es la distancia del eje neutro del extremo del lado en compresión. De esta manera es posible obtener el valor de y_n mediante la imposición del equilibrio a la translación horizontal ($F_m = N_{sd}$), como sigue:

$$F_m = 0.85 f_{md} \cdot \beta \cdot y_n = N_{sd} \cdot$$

- En la parte superior: $0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot y_n = 110 \rightarrow y_n = 92 \text{ mm} = 9 \text{ cm}$

- En la base: $0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot y_n = 290 \rightarrow y_n = 243 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$

Anotada la posición del eje neutro, si obtiene el valor del momento resistente específico de la sección no reforzada (M_{0d}), calculado respecto al eje horizontal que pasa por el baricentro geométrico de la sección de mampostería:

$$M_{0d} = N_{sd} \left(\frac{t}{2} - \beta \frac{y_n}{2} \right).$$

- En la parte superior: $M_{0d,top} = 110 \left(\frac{0.4}{2} - 0.7 \frac{0.092}{2} \right) = 18.4 \text{ kNm/m} < M_{Sd,top} = 23.2 \text{ kNm/m}$

- En la base: $M_{0d,base} = 290 \left(\frac{0.4}{2} - 0.7 \frac{0.243}{2} \right) = 33.3 \text{ kNm/m} < M_{Sd,base} = 33.7 \text{ kNm/m}$

La verificación no resulta satisfecha ni para la pared en la parte superior ni para aquella en la base.

Con el objetivo de incrementar la resistencia a flexión de la pared, se decide aplicar un sistema de refuerzo FRCM con tejido en fibra carbón, puesto para cubrir completamente una de las dos caras del muro, constituido por una red bidireccional balaceada con separación de 10mm x 10mm adherido con un mortero de cal.

Características del refuerzo FRCM

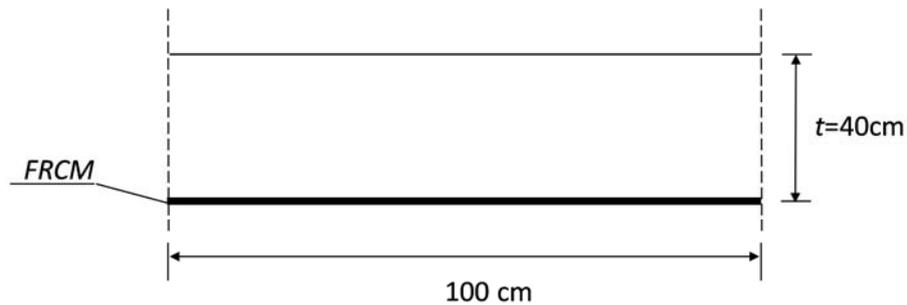


Figura 11.6 - Sección de la pared reforzada

Datos del sistema de refuerzo declarados en la ficha técnica del Fabricante.

- Espesor equivalente red: $t_f = 0.047 \text{ mm}$
- Módulo elástico: 240 GPa
- Resistencia a tracción de la fibra: $f_{fu} = 4800 \text{ MPa}$
- Deformación última de la fibra: 1.8 %
- Resistencia a compresión del mortero: $f_{c,mat} > 20 \text{ MPa}$ (28gg)

Configuración de refuerzo adoptada

- Número de capas: $n_f = 1$
- Área resistente: $n_f \cdot t_f = 1 \cdot 0.047 = 47 \text{ mm}^2/\text{m}$

Datos contenidos en el CVT (procedimiento de calificación)

- $E_f = 242.2 \text{ GPa}$ (módulo elástico del refuerzo seco)
- $\sigma_{u,f} = 1601.3 \text{ MPa}$ (valor característico tensión última de falla del tejido seco)
- $\varepsilon_{u,f} = 0.66\%$ (valor característico deformación última de falla del tejido seco)
- $\sigma_u = 2233 \text{ MPa}$ (valor característico tensión a falla del refuerzo FRCM)
- $\varepsilon_u = 0.91\%$ (valor medio deformación a falla del refuerzo FRCM)
- $\sigma_{lim,conv} = 1270 \text{ MPa}$ (valor característico resistencia al desprendimiento)

- $\epsilon_{lim,conv} = 0.52\%$ (deformación correspondiente a $\sigma_{lim,conv}$ en la curva de tracción del tejido seco)

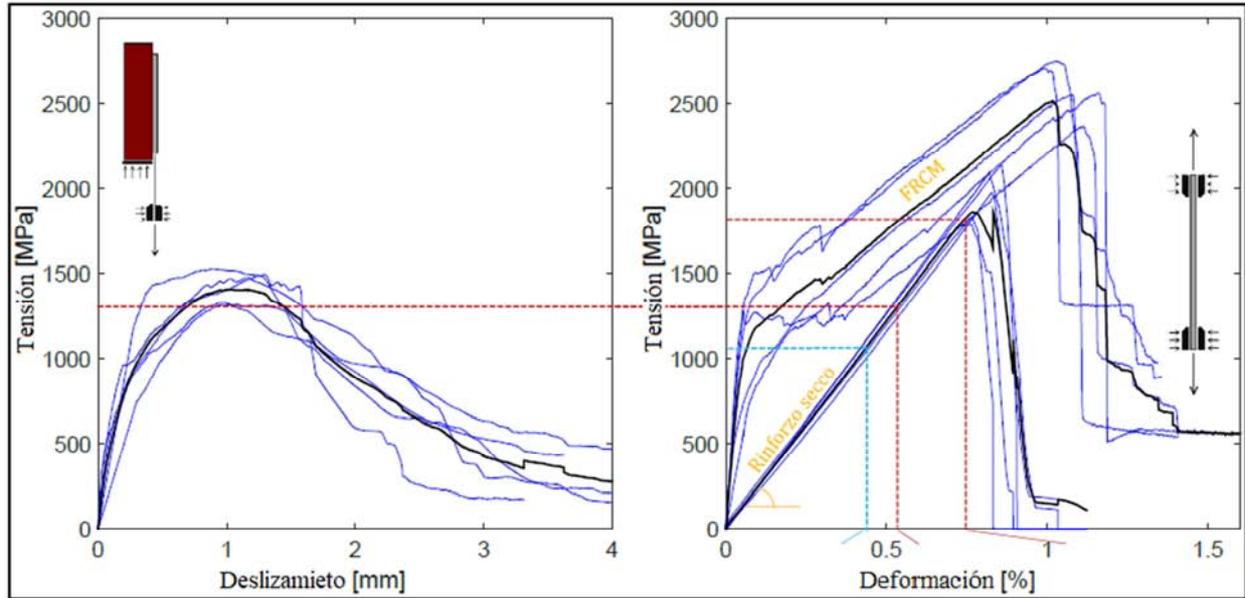


Figura 11.7 - Curva media tensión-deformación, desde pruebas de tracción directa en muestras compuestas de FRCM y en muestras de refuerzo secas.

La contribución flexional del refuerzo FRCM se tiene en cuenta multiplicando la deformación de diseño, ϵ_{fd} , obtenida a partir de la deformación convencional $\epsilon_{lim,conv}$, eventualmente amplificada según el factor α , multiplicando este último por el módulo de rigidez E_f .

Se elige recurrir a un coeficiente α igual a 1.5, portantoo:

$$\epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \epsilon_{lim,conv} = 1.5 \cdot 0.52\% = 0.78\% .$$

Se obtiene que la tensión máxima en el refuerzo FRCM pueda ser calculada multiplicando la deformación de diseño por el módulo de rigidez: $\alpha \cdot \sigma_{lim,conv} = E_f \cdot \alpha \cdot \epsilon_{lim,conv}$, como sigue:

$$\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)} = E_f \cdot \epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)} = E_f \cdot \alpha \cdot \epsilon_{lim,conv} = 1889 \text{ MPa} < \sigma_u = 2233 \text{ MPa} .$$

El factor de conversión ambiental, η_a , en el caso de refuerzo con fibras de carbono en condiciones de exposición interna, es igual a 0.9 (Tabla 3.1) (ver § 3). El factor parcial, γ_m , es igual a 1.5 para los Estados Límites Ultimos (E.L.U.):

$$\epsilon_{fd} = \eta_a \frac{\alpha \cdot \epsilon_{lim,conv}}{\gamma_m} = 0.9 \cdot \frac{0.0078}{1.5} = 0.47\% .$$

Verificación de la pared reforzada (Condición post-operación)

En la presente discusión se asume que la modalidad de falla de la sección en flexo-compresión pueda ser gobernada por uno de los dos siguientes comportamientos:

- 1) Región 1: la sección falla por aplastamiento de la mampostería en compresión (es decir deformación en el estrato de mampostería más distante del eje neutro igual a ε_{mu}); si esto es verdad, se debe comprobar que la deformación ε_f en el sistema de refuerzo no supere el valor de cálculo de la deformación máxima admisible para el mismo refuerzo (ε_{fd}).
- 2) Región 2: la sección falla por tracción en el refuerzo (que puede corresponder, dependiendo del tipo de sistema de refuerzo), a una de las seis tipologías de falla reportadas en el párrafo § 2.3; si esto es verdad, se debe comprobar que la deformación ε_m en el estrato de mampostería más distante del eje neutro sea inferior a ε_{mu} .

Para ambas regiones de falla, y también para el caso de pared reforzadas, se hace referencia al *stress-block*, es decir a una distribución de tensiones de compresión constante e igual a $0.85f_{md}$ igual a una porción de sección profunda $0.7y_n$, donde y_n es la distancia del eje neutro desde el extremo del lado en compresión.

Siendo:

- F_m la resultante específica de los esfuerzos de compresión en la mampostería, calculada con el *stress-block*
- F_f es la resultante específica de los esfuerzos de tracción en el sistema de refuerzo

Una vez asumida la región de falla se procede con la localización de la posición del eje neutro mediante la imposición del equilibrio a traslación horizontal ($F_m - F_f = N_{Sd}$) y con el cálculo del momento resistente de la sección reforzada, mediante la imposición del equilibrio a rotación entorno al eje horizontal que pasa por el baricentro geométrico de la sección de mampostería.

A continuación se resumen las fórmulas para el cálculo de la posición del eje neutro y_n , de la resultante específica de los esfuerzos de compresión en la mampostería F_m , de la resultante específica de los esfuerzos de tracción en el sistema de refuerzo F_f , del momento específico de diseño de la pared de mampostería reforzada M_{ld} y del momento resistente específico de la pared reforzada M_{Rd} , para ambas regiones de falla:

a) Región 1:

$$y_n = \frac{-(E_f \cdot \varepsilon_{mu} \cdot n_f \cdot t_f - N_{Sd}) + \sqrt{(E_f \cdot \varepsilon_{mu} \cdot n_f \cdot t_f - N_{Sd})^2 + 4 \cdot 0.85 \cdot f_{md} \cdot 0.7 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{mu} \cdot n_f \cdot t_f \cdot t}}{2 \cdot 0.85 \cdot f_{md} \cdot 0.7}$$

$$F_m = 0.85 \cdot f_{md} \cdot 0.7 y_n$$

$$F_f = E_f \frac{\varepsilon_{mu}}{x} (t - y_n) n_f \cdot t_f$$

$$M_{ld} = F_m \left(\frac{t}{2} - \frac{0.7 y_n}{2} \right) + F_f \frac{t}{2}$$

$$M_{Rd} = M_{Od} + 0.5(M_{ld} - M_{Od})$$

b) Región 2:

$$y_n = \frac{n_f t_f E_f \varepsilon_{fd} + N_{Sd}}{0.85 f_{md} \cdot 0.7}$$

$$F_m = 0.85 \cdot f_{md} \cdot 0.7 y_n$$

$$F_f = n_f t_f E_f \varepsilon_{fd}$$

$$M_{ld} = F_m \left(\frac{t}{2} - \frac{0.7 y_n}{2} \right) + F_f \frac{t}{2}$$

$$M_{Rd} = M_{0d} + 0.5(M_{ld} - M_{0d})$$

- En la parte superior:

Se asume que la sección entre en la falla por tracción en el refuerzo (región 2), portanto se obtiene:

$$y_n = \frac{47 \cdot 1138 + 110000}{0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000} = 137 \text{ mm} = 14 \text{ cm}$$

$$F_m = 0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 137 \cdot 1000 = 163030 \text{ N/m} = 163 \text{ kN/m}$$

$$F_f = 47 \cdot 242200 \cdot 0.0047 = 53486 \text{ N/m} = 53 \text{ kN/m}$$

$$M_{ld} = 163 \left(\frac{0.4}{2} - 0.7 \cdot \frac{0.14}{2} \right) + 53 \cdot \frac{0.4}{2} = 35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 18.4 + 0.5(35 - 18.4) = 26.7 \text{ kNm/m} \geq M_{Sd,top} = 23.2 \text{ kNm/m}$$

La comprobación de la pared en la parte superior resulta portanto satisfecha

- En la base:

Se asume que la sección entre en la falla por aplastamiento de la mampostería en compresión (región 1), por tanto se obtiene:

$$y_n = \frac{-(242200 \cdot 0.0035 \cdot 47 - 290000) + \sqrt{(242200 \cdot 0.0035 \cdot 47 - 290000)^2 + 4 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000 \cdot 242200 \cdot 0.0035 \cdot 47 \cdot 400}}{2 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000}$$

$$= 261 \text{ mm} = 26 \text{ cm}$$

$$F_m = 0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 261 \cdot 1000 = 310590 \text{ N/m} = 311 \text{ kN/m}$$

$$F_f = 242200 \frac{0.0035}{261} (400 - 261) 47 = 21218 \text{ N/m} = 21 \text{ kN/m}$$

$$M_{ld} = 311 \left(\frac{0.4}{2} - \frac{0.7 \cdot 0.26}{2} \right) + 21 \frac{0.4}{2} = 38 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 33.3 + 0.5(38 - 33.3) = 35.7 \text{ kNm/m} \geq M_{Sd,base} = 33.7 \text{ kNm/m}$$

La comprobación en la base resulta portanto satisfecha

Es necesario por último, comprobar la validez de lo asumido hechas relativamente en la región de falla, portanto:

- En la parte superior:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{id} \frac{y_n}{t - y_n} = 0.0047 \frac{137}{400 - 137} = 0.24\% < \varepsilon_{mu} = 0.35\%$$

La hipótesis hecha para la pared superior resulta verificada

- En la base:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{mu} \frac{t - y_n}{y_n} = 0.0035 \frac{400 - 261}{261} = 0.19\% < \varepsilon_{id} = 0.47\%$$

La hipótesis hecha para la pared en la base resulta satisfecha

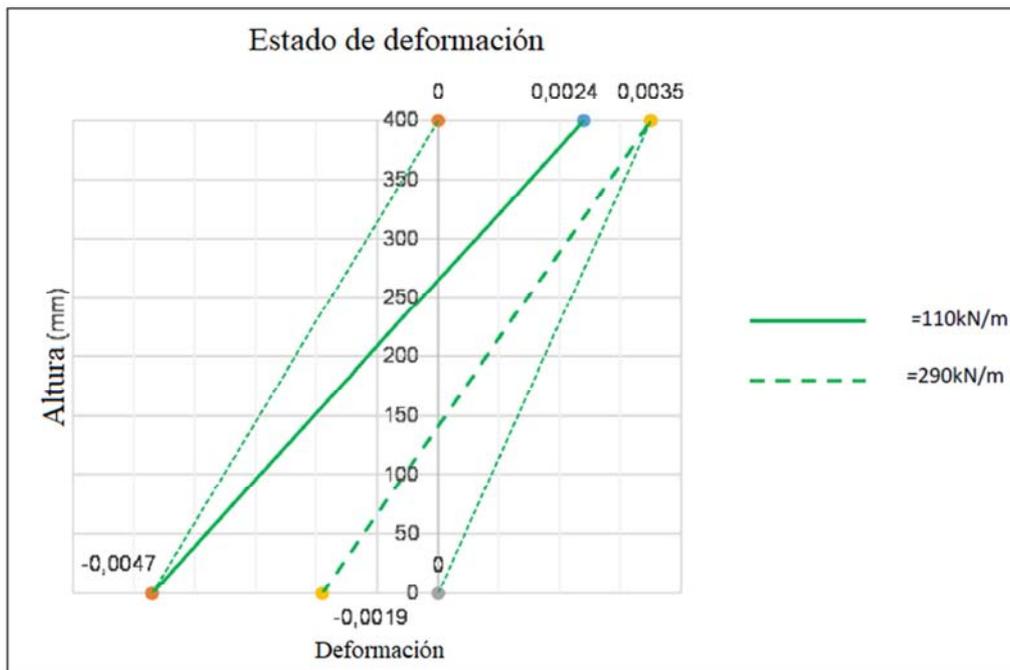


Figura 11.8 - Diagrama de las deformaciones en las dos paredes.

Se debe también comprobar que el valor del cortante solicitante específico, V_{sd} , en la concomitante condición de carga, no exceda en alguna sección aquello:

$$V_{Rd,m} = y_n \cdot f_{vd}$$

Siendo f_{vd} la resistencia de diseño a cortante de la mampostería no reforzada, evaluada de acuerdo con la Normativa vigente, en función de la tensión normal media σ_n calculada como una relación entre la resultante de los esfuerzos de compresión F_m , y el área de la superficie en compresión entre el extremo y el eje neutro.

La resistencia de diseño a cortante f_{vd} se calculada, de acuerdo con la normativa italiana, como sigue:

$$f_{vd} = \frac{1}{\gamma_m} \cdot \left(\frac{\tau_0}{FC} + 0.4 \cdot \sigma_n \right)$$

Donde la resistencia media a cortante de la mampostería τ_0 es igual a 0.08 MPa.

Por tanto se tiene:

- En la parte superior:

$$\sigma_n = \frac{163}{137} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.08}{1.2} + 0.4 \cdot 1.18 \right) = 0.27 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,m} = 137 \cdot 0.27 \cdot 1000 = 36990 \text{ N/m} = 37 \text{ kN/m} \geq V_{sd} = 27 \text{ kN/m}$$

- En la base:

$$\sigma_n = \frac{311}{261} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{0.08}{1.2} + 0.4 \cdot 1.19 \right) = 0.27 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,m} = 261 \cdot 0.27 \cdot 1000 = 70470 \text{ N/m} = 70 \text{ kN/m} \geq V_{sd} = 27 \text{ kN/m}$$

Se deben realizar otras comprobaciones del refuerzo en comparaciones del desprendimiento de la extremidad. Esta se considera satisfecha si, en ausencia de apropiados dispositivos mecánicos, la tensión de tracción, que solicita el refuerzo a una distancia del borde igual a aquella de anclaje, no es mayor que $E_f \cdot \varepsilon_{fd}$, no habiendo amplificado en algún modo la deformación $\varepsilon_{lim,conv}$, de la cual ε_{fd} es obtenida por el trámite de la (3.1) (Ver § 3).

Esta comprobación viene en este ejemplo conducida acertando que el momento resistente específico de la pared, obtenido poniéndose en la condición de falla del refuerzo por desprendimiento de la extremidad (hipótesis cuya validez se obtiene controlando que la deformación en la mampostería en compresión sea menor que ε_{mu}), resulta mayor que el momento flector específico de diseño actuando a una distancia del borde de la pared igual a aquella de anclaje, asumida igual a 30 cm.

$$\varepsilon_{fd} = \eta_a \frac{\varepsilon_{lim,conv}}{\gamma_m} = 0.9 \frac{0.0052}{1.5} = 0.312 \%$$

- En la parte superior:

Si asume que la sección vaya en falla por tracción en el refuerzo (desprendimiento de la extremidad); portanto se obtiene:

$$y_n = \frac{47 \cdot 242200 \cdot 0.00312 + 110000}{0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000} = 122 \text{ mm} = 12 \text{ cm},$$

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \frac{y_n}{t - y_n} = 0.00312 \frac{122}{400 - 122} = 0.14\% < \varepsilon_{mu} = 0.35\%$$

La hipótesis hecha para la pared superior resulta verificada. Por tanto se continua con la verificación para aceptar que, en la condición última de falla por desprendimiento de la extremidad del refuerzo.

$M_{Rd} \geq M_{sd}$, aumentando este último a 7 kNm/m:

$$F_m = 0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 122 \cdot 1000 = 145180 \text{ N/m} = 145 \text{ kN/m}$$

$$F_f = 47 \cdot 242200 \cdot 0.00312 = 35532 \text{ N/m} = 35 \text{ kN/m}$$

$$M_{ld} = 145 \left(\frac{0.4}{2} - 0.7 \frac{0.12}{2} \right) + 35 \frac{0.4}{2} = 30 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 18.4 + 0.5(30 - 18.4) = 24,2 \text{ kNm/m} \geq M_{sd,top} = 7 \text{ kNm/m}$$

La comprobación en la comparación del desprendimiento de la extremidad resulta por tanto satisfecha.

- En la base:

Se asume que la sección vaya en falla por tracción en el refuerzo (desprendimiento en la extremidad; por tanto se obtiene:

$$y_n = \frac{47 \cdot 242200 \cdot 0.00312 + 290000}{0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot 1000} = 274 \text{ mm} = 27 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \frac{y_n}{t - y_n} = 0.00312 \frac{274}{400 - 274} = 0.67\% > \varepsilon_{mu} = 0.35\%$$

La hipótesis efectuada paa la pared superior no resulta satisfecha. Por tanto la falla por desprendimiento de extremidad del refuerzo es siempre evitada.

11.3 INTERVENCIONES DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA

11.3.1 Ejemplo 1

Se desea verificar la capacidad axial de una columna que es parte de un edificio de mampostería de ladrillos (densidad igual a 1,800 kg/m³), cuyas características geométricas y mecánicas se reportan a continuación:

$$b = 250 \text{ mm}$$

base de la sección transversal

$$h = 250 \text{ mm}$$

altura de la sección transversal

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} = 353.55 \text{ mm}$$

diagonal de la sección transversal

$$H = 3000 \text{ mm}$$

altura de la columna

$$A_m = b \cdot h = 6.25 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

área de la sección transversal

$$f_{md} = 2.67 \text{ MPa}$$

resistencia a compresión de diseño de la mampostería

$$g_m = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

densidad de la mampostería

$$N_{sd} = 180 \text{ kN}$$

esfuerzo normal de diseño

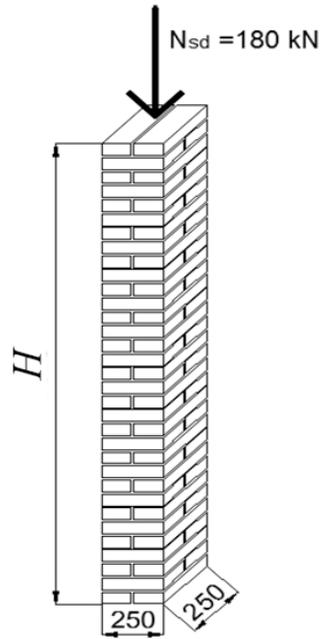


Figura 11.9 - Columna sujeta a esfuerzo normal centrado.

La columna no reforzada resulta no satisfecha, en realidad:

$N_{Rm,d} = A_m \cdot f_{md} = 166.67 \text{ kN}$ es el valor de diseño de la resistencia del elemento

$$N_{sd} \leq N_{Rm,d} .$$

Se decide intervenir mediante confinamiento de la columna con sistema FRCM constituido por fibras de vidrio y matriz a base de cal. Se redondean las esquinas y el refuerzo FRCM tiene las siguientes características:

$r_c = 30 \text{ mm}$	radio de redondeo de las esquinas
$E_f = 95000 \text{ MPa}$	módulo elástico longitudinal de la red
$t_f = 0.03 \text{ mm}$	espesor equivalente de la red
$\varepsilon_{uf} = 0.0164$	deformación de falla de la red
$\gamma_m = 1.5$	factor parcial de la red
$\eta_a = 0.8$	factore de conversión ambiental (externo)
$t_{mat} = 10 \text{ mm}$	espesor de la matriz del único estrato de FRCM
$f_{c,mat} = 10 \text{ MPa}$	resistencia a compresión de diseño de la matriz de FRCM
$n_f = 1$	número de estratos de FRCM

Cálculo de la presión eficaz de confinamiento

$$\rho_{mat} = \frac{4n_f t_{mat}}{D} = 0.11 \quad \text{porcentual geométrica de matriz de FRCM}$$

$$k_H = 1 - \left[\frac{(b - 2r_c)^2 + (h - 2r_c)^2}{3A_m} \right] = 0.61 \quad \text{coeficiente de eficacia horizontal}$$

$$k_{\text{mat}} = 1.81 \left(\rho_{\text{mat}} \frac{f_{c,\text{mat}}}{f_{\text{md}}} \right)^2 = 0.33 \quad \text{coeficiente de eficacia de la matriz de FRCM}$$

$$\varepsilon_{\text{ud,rid}} = \min \left(k_{\text{mat}} \eta_a \frac{\varepsilon_{\text{uf}}}{\gamma_m} ; 0.004 \right) = 2.85 \cdot 10^{-3} \quad \text{deformación de cálculo del compuesto}$$

FRCM

$$f_1 = \frac{2n_f t_f E_f \varepsilon_{\text{ud,rid}}}{D} = 0.05 \text{ MPa} \quad \text{presión de confinamiento}$$

$$f_{1,\text{eff}} = k_H \cdot f_1 = 0.03 \text{ MPa} \quad \text{presión eficaz de confinamiento}$$

Cálculo de la resistencia a compresión de la mampostería confinada

$$k' = \frac{g_m}{1000} = 1.8 \quad \text{coeficiente de incremento de resistencia}$$

$$f_{\text{mcd}} = f_m \left[1 + k' \left(\frac{f_{1,\text{eff}}}{f_{\text{md}}} \right)^{0.5} \right] = 3.16 \text{ MPa} \quad \text{resistencia de diseño de la columna confinada con FRCM}$$

Cálculo del esfuerzo normal resistente de la mampostería confinada

$$N_{\text{Rmc,d}} = A_m \cdot f_{\text{mcd}} = 197.55 \text{ kN}$$

obteniendo $N_{\text{sd}} \leq N_{\text{Rmc,d}}$.

11.3.2 Ejemplo 2

Se desea incrementar el 30% la capacidad portante a compresión de una columna circular de mampostería de piedra natural mediante la realización de un confinamiento con FRCM, minimizando el espesor del refuerzo.

Datos geométricos y mecánicos del elemento a confinar

$$g_m = 1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{densidad de la mampostería}$$

$$D = 400 \text{ mm} \quad \text{diámetro de la columna}$$

$$A_m = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 125663.7 \text{ mm}^2 \quad \text{área de la sección transversal}$$

$$f_{\text{md}} = 4.17 \text{ MPa} \quad \text{resistencia de diseño a compresión de la mampostería}$$

Cálculo de la capacidad resistente de la columna no confinada

$$N_{\text{Rmd}} = A_m \cdot f_{\text{md}} = 523.6 \text{ kN} \quad \text{fuerza axial máxima}$$

$$in = 1.30 \quad \text{incremento de capacidad}$$

$$N_{\text{Rmc,d}} = N_{\text{Rmd}} \cdot in = 654.5 \text{ kN} \quad \text{objetivo del diseño}$$

Con el fin de incrementar la resistencia a compresión de la columna se decide ejecutar una intervención de confinamiento con la ayuda de sistema FRCM realizado con red en fibra de basalto y matriz a base de cal.

Característica del refuerzo

$f_{c,mat} = 13 \text{ MPa}$	resistencia característica a compresión de la matriz del compuesto FRCM
$n_f = 1$	número de capas de red
$t_f = 0.089 \text{ mm}$	espesor equivalente de la red
$E_f = 85 \text{ GPa}$	módulo elástico longitudinal medio de la red
$\epsilon_{uf} = 0.02$	deformación de falla de la red a tracción

Diseño del espesor

Con el fin de minimizar el espesor del compuesto, se determina el porcentaje de refuerzo mínimo para el cual la deformación última de diseño de la red resulta igual a 0.004.

$\eta_a = 0.80$	factor de conversión ambiental (externo)
$\gamma_m = 1.5$	factor parcial de la red
$k_{mat,min} = \frac{0.004 \cdot \gamma_m}{\eta_a \cdot \epsilon_{uf}} = 0.375$	valor mínimo del coeficiente k_{mat}
$\rho_{mat,min} = \frac{f_{md}}{f_{cmat}} \sqrt{\frac{k_{mat,min}}{1.81}} = 0.146$	porcentaje de refuerzo mínimo
$t_{mat,min} = \frac{\rho_{mat,min} \cdot D}{4} = 14.6 \text{ mm}$	espesor mínimo de la matriz de FRCM
$t_{mat} = 15 \text{ mm}$	espesor de diseño de la matriz de FRCM

Cálculo de la presión eficaz de confinamiento

$k_h = 1$	coeficiente de eficacia horizontal
$\rho_{mat} = \frac{(4 \cdot t_{mat})}{D} = 0.15$	porcentaje geométrico de la matriz del refuerzo
$k_{mat} = 1.81 \cdot \left[\rho_{mat} \cdot \left(\frac{f_{cmat}}{f_{md}} \right) \right]^2 = 0.396$	coeficiente de eficacia de la matriz
$\epsilon_{ud,rid} = \min \left(0.004, k_{mat} \cdot \eta_a \cdot \frac{\epsilon_{uf}}{\gamma_m} \right) = 0.004$	deformación última de diseño de la red
$f_l = \frac{2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{ud,rid}}{D} = 0.1513 \text{ MPa}$	presión de confinamiento
$f_{leff} = k_H \cdot f_l = 0.1513 \text{ MPa}$	presión eficaz de confinamiento

Cálculo de la resistencia a compresión de la mampostería confinada

$$k = \frac{g_m}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 1.7$$

coeficiente adimensional

$$f_{\text{mcd}} = f_{\text{md}} \left[1 + k \left(\frac{f_{\text{leff}}}{f_{\text{md}}} \right)^{0.5} \right] = 5.52 \text{ MPa}$$

resistencia de diseño a compresión de la mampostería confinada

Cálculo del esfuerzo normal resistente de la mampostería confinada

$$N_{\text{Rmc,d1}} = A_m \cdot f_{\text{mcd}} = 693.22 \text{ kN}$$

obteniéndose por tanto un incremento del 32%, como ha sido requerido.

11.4 REFUERZO DE UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO

11.4.1 Diseño de refuerzo a flexión

Se considera una trave principal sobre tres apoyos que sostiene una losa. La viga tiene un espesor igual al de la losa y se apoya sobre columnas de sección cuadrada de 30 cm de lado. La geometría de la viga y la armadura están representadas en la Figura 11.10.

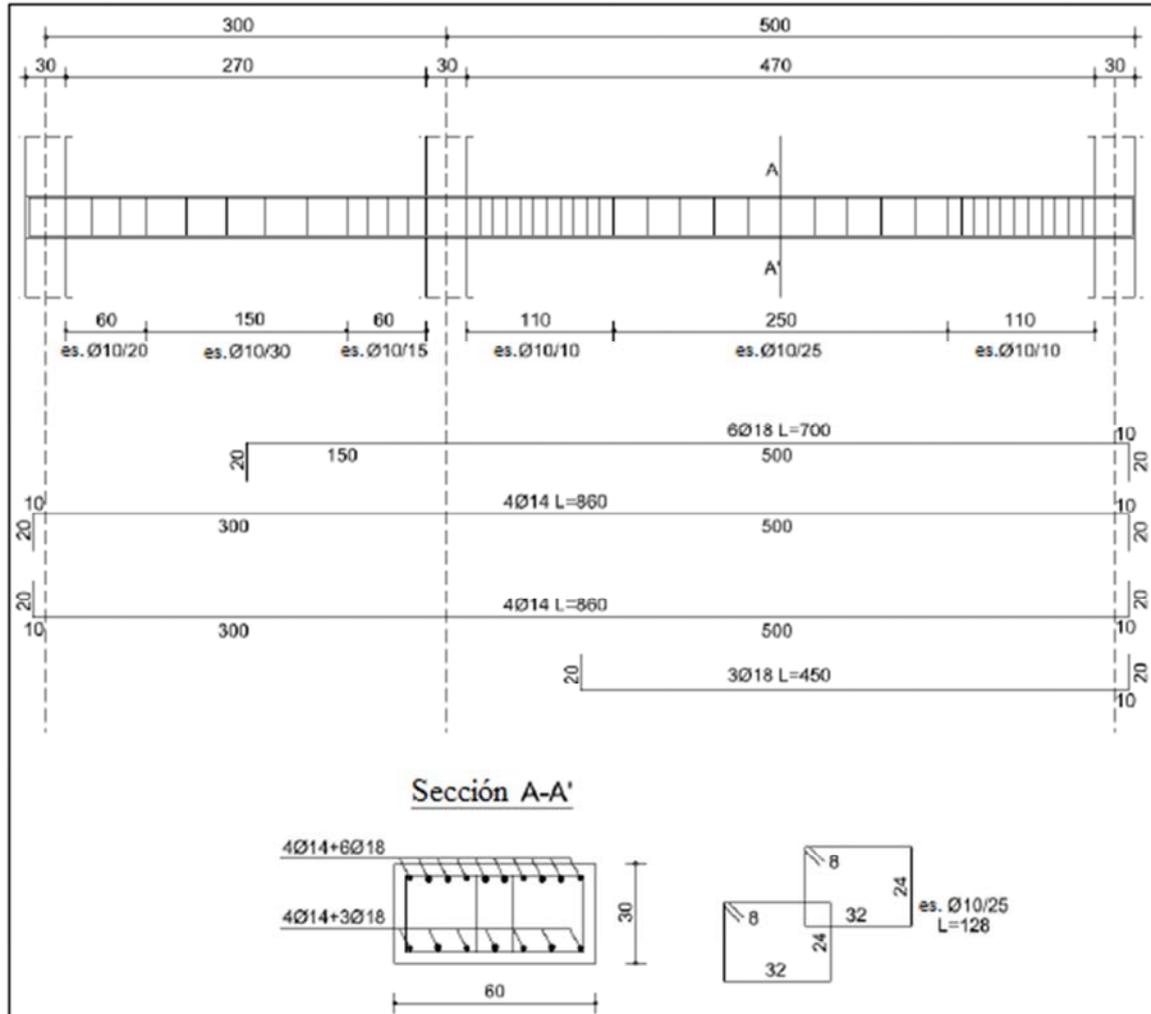


Figura 11.10 - Lista de las armaduras de la viga considerada.

Las características (medidas) de los materiales son:

- Resistencia a compresión cilíndrica media del concreto: $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$
- Resistencia a tracción media del acero: $f_{ym} = 380 \text{ MPa}$

Adoptando un factor de confianza $FC = 1.35$, los valores de diseño de la resistencia de los materiales resultan:

- Resistencia a compresión cilíndrica de diseño del concreto: $f_{cd} = f_{cm} / (FC / \gamma_c) = 14.8 \text{ MPa}$
- Resistencia a tracción de diseño del acero: $f_{yd} = f_{ym} / (FC / \gamma_s) = 281 \text{ MPa}$

f_{cd} e f_{yd} son valorados asumiendo los coeficientes parciales $\gamma_s = 1.0$ e $\gamma_c = 1.0$ para mecanismos dúctiles. La distancia entre el baricentro de la armadura inferior y superior y el borde superior de la sección es $d = 270 \text{ mm}$ y $d' = 30 \text{ mm}$, respectivamente.

En el Estado Límite Ultimo, sobre la viga actúa una carga uniformemente distribuida así definida:

- carga permanente (incluido el peso propio): $q_1 = 20.00 \text{ kN/m}$

- carga variable: $q_2 = 25.00 \text{ kN/m}$

Asumiendo que la viga forme parte de una losa con nudos fijos y que la rigidez flexional de la columna central sea despreciable, se obtiene (Tabla 11.1) los valores del momento flector solicitante máximo M_{Ed} y del correspondiente momento flector resistente M_{Rd} , que permite realizar la verificación flexional:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Longitud del tramo [m]	Sección	M_{Ed} [kNm]	A_s [mm ²]	A'_s [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Verificación
3.0	apoyo a la izquierda	-30.2	616	616	-45.1	OK
3.0	en el medio	31.0	616	616	45.1	OK
3.0-5.0	apoyo central	-115.6	616	2143	-141.8	OK
5.0	en el medio	91.7	1379	2143	96.1	OK
5.0	apoyo a la derecha	-113.1	1379	2143	-141.8	OK

Tabla 11.1 – Verificación al estado de hecho para la viga considerada.

donde A_s y A'_s representan la armadura inferior y superior, respectivamente. La verificación en la Tabla ha sido desarrollada, despreciando la contribución de la armadura en compresión.

A continuación, de una variación del destino de uso del edificio, la carga variable sobre la viga aumenta un 20%:

- carga permanente (incluido el peso propio): $q_1 = 20.00 \text{ kN/m}$
 - carga variable: $q_2 = 30.00 \text{ kN/m}$

En consecuencia, el momento flector solicitante máximo aumenta:

Longitud del tramo [m]	Sección	M_{Ed} [kNm]	A_s [mm ²]	A'_s [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Verificación
3.0	apoyo a la izquierda	-34.9	616	616	-45.1	OK
3.0	en el medio	35.7	616	616	45.1	OK
3.0-5.0	apoyo central	-129.2	616	2143	-141.8	OK
5.0	en el medio	102.7	1379	2143	96.1	NO
5.0	apoyo a la derecha	-126.8	1379	2143	-141.8	OK

Tabla 11.2 -Verificación para la viga considerada luego del cambio de destino o uso

La verificación de la Tabla 11.2, desarrollada cautelosamente despreciando la contribución de la armadura en compresión, muestra que la sección en el medio del segundo tramo, de luz 5 metros, no resulta verificada por el momento flector positivo $M_{Ed} = 201.7 \text{ kNm} > M_{Rd} = 96.1 \text{ kNm}$.

Se procede por tanto al refuerzo a flexión del tramo que no resulta verificado, aplicando un compuesto FRCM con fibra de carbono, para todo el ancho de la sección, con las siguientes propiedades mecánicas:

- Ancho de refuerzo FRCM $b_f = 600 \text{ mm}$
 - Espesor equivalente $t_f = 0.055 \text{ mm}$

- Módulo elástico del tejido seco $E_f = 220$ GPa
- Tensión límite convencional característica $\sigma_{\text{lim,conv}} = 1214$ MPa
- Tensión última a la falla por tracción del tejido seco característico: $\sigma_{\text{uf}} = 2005$ MPa

El valor de diseño de la tensión límite convencional $\sigma_{\text{lim,conv,d}}$ y de la tensión última a la falla del tejido seco $\sigma_{\text{uf,d}}$ se obtienen considerando para la ecuación 3.1, un factor de conversión por fibra de carbono con condición de exposición interna:

$$\sigma_{\text{lim,conv,d}} = \eta \frac{\sigma_{\text{lim,conv}}}{\gamma_m} = 0.90 \frac{1214}{1.5} = 728 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{uf,d}} = \eta \frac{\sigma_{\text{uf}}}{\gamma_m} = 0.90 \frac{2005}{1.5} = 1203 \text{ MPa}$$

El valor de diseño de la correspondiente deformación límite convencional $\varepsilon_{\text{lim,conv,d}}$ y deformación última a la falla del tejido seco $\varepsilon_{\text{uf,d}}$ resultan:

$$\varepsilon_{\text{lim,conv,d}} = \frac{\sigma_{\text{lim,conv,d}}}{E_f} = \frac{728}{220000} = 0.0033$$

$$\varepsilon_{\text{uf,d}} = \frac{\sigma_{\text{uf,d}}}{E_f} = \frac{1203}{220000} = 0.0055$$

El valor de diseño de la tensión $\sigma_{\text{lim,conv,d}}^{(\alpha)}$ y de la deformación $\varepsilon_{\text{lim,conv,d}}^{(\alpha)}$ límite convencional para falla de tipo intermedio se obtiene multiplicando $\sigma_{\text{lim,conv,d}}$ e $\varepsilon_{\text{lim,conv,d}}$, respectivamente, por el coeficiente de amplificación $\alpha = 1.5$:

$$\sigma_{\text{lim,conv,d}}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \sigma_{\text{lim,conv,d}} = 1.5 \cdot 728 = 1092 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{lim,conv,d}}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \varepsilon_{\text{lim,conv,d}} = 1.5 \cdot 0.0033 = 0.0050$$

La deformación máxima en el compuesto resulta por tanto:

$$\varepsilon_{f,d} = \min \{ \varepsilon_{\text{lim,conv,d}}^{(\alpha)}, \varepsilon_{\text{uf,d}} \} = 0.0050$$

Con el fin de aplicar el refuerzo FRCM en la parte interna de la viga, se remueve todas las cargas variables y la viga resulta sometida solo a la carga permanente $q_1 = 20.00$ kN/m. q_1 induce un momento solicitante sobre el segundo tramo $M_0 = 36.3$ kNm. La deformación en la parte interna ε_0 debida a M_0 puede ser calculada de forma simplificada:

$$\varepsilon_0 = \frac{M_0}{0.9 \cdot d \cdot E_s \cdot A_s} = \frac{36.3}{0.9 \cdot 0.27 \cdot 210 \cdot 1379} = 0.0005$$

donde $E_s = 210\text{GPa}$ es el módulo elástico del acero. El valor exacto de ε_0 , que se puede obtener del equilibrio a la rotación de la sección, es: $\varepsilon_0 = 0.0006$.

Inicialmente se asume que la falla de la sección reforzada ocurra por el desprendimiento del compuesto. La deformación en el compuesto ε_f , en el lado en compresión del concreto ε_c , en el acero superior ε_s y en el acero inferior ε'_s resulta:

$$\begin{aligned}\varepsilon_f &= \varepsilon_{f,d} \\ \varepsilon_c &= (\varepsilon_{f,d} + \varepsilon_0) \frac{x}{h_f - x} \leq \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_s &= (\varepsilon_{f,d} + \varepsilon_0) \frac{d - x}{h_f - x} \\ \varepsilon'_s &= (\varepsilon_{f,d} + \varepsilon_0) \frac{x - d'}{h_f - x}\end{aligned}$$

donde x es la distancia del eje neutro del lado en compresión y $h_f = 304\text{mm}$ es la distancia de la fibra del compuesto del borde en compresión, que aquí se ha calculado teniendo en cuenta la mitad del espesor total del compuesto FRCM, asumido igual a 8 mm como indicado por el fabricante.

Imponiendo el equilibrio a la traslación y a la rotación de la sección se obtien la distancia del eje neutro al borde en compresión x y el correspondiente momento resistente de la sección reforzada $M_{Rd,f}$:

$$\begin{aligned}x &= \frac{A'_s \cdot \sigma'_s - A_s \cdot \sigma_s - t_f \cdot b_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,d}}{f_{cd} \cdot k_1 \cdot b} \\ M_{Rd,f} &= f_{cd} \cdot k_1 \cdot x \cdot b (d - k_2 \cdot x) + A'_s \cdot \sigma'_s (d - d') + t_f \cdot b_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,d} (h_f - d)\end{aligned}$$

donde k_1 y k_2 son coeficientes che representan, respectivamente, la intensidad de la resultante de los esfuerzos de compresión y la distancia desde ésta última al lado en compresión reportada a $f_{cd} \cdot x \cdot b$ y a x .

Utilizando $\varepsilon_0 = 0.0006$ y aplicando las ecuaciones precedentes, se obtiene:

$$\begin{aligned}\varepsilon_f &= \varepsilon_{f,d} = 0.0050 \\ \varepsilon_c &= 0.0018 < \varepsilon_{cu} = 0.0035 \\ \varepsilon_s &= 0.0048 \\ \varepsilon'_s &= 0.0012 \\ x &= 75 \text{ mm} \\ M_{Rd,f} &= 104.0 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Siendo la deformación en el lado en compresión del concreto $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, la hipótesis de falla de falla de la sección reforzada por desprendimiento del compuesto resulta correcta. Resultando además $M_{Rd,f} > M_{Ed} = 102.7 \text{ kNm}$, la sección resulta verificada respecto al momento flector consecuente al cambio de destino de uso, en el caso de desprendimiento intermedio.

Con el fin de verificar el compuesto en comparación de la falla por desprendimiento de la extremidad, es necesario verificar que la tensión en el compuesto a una distancia del borde del compuesto igual a la longitud de anclaje, fijada en 300 mm, sea menor que la tensión límite convencional de diseño $\sigma_{lim,conv,d}$. En el caso en examen, el compuesto se aplica por una longitud de 470 cm en la parte interior de la viga en el segundo tramo. La sección de compuesto colocada a una distancia de 300 mm del borde del compuesto se convierte por tanto en zona en compresión; la verificación por desprendimiento de la extremidad resulta por tanto satisffecha.

11.4.2 Diseño del refuerzo a cortante

De acuerdo con la normativa vigente, la fuerza de corte solicitante V_{Ed} debe ser menor que la fuerza de corte resistente V_{Rd} a lo largo de toda la longitud de la viga:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}, V_{Rd,c}\}$$

donde $V_{Rd,s}$ es el corte-tracción de la armadura metálica y $V_{Rd,c}$ es el corte-compresión del hormigón:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

donde A_{sw} y s son el área y el inter eje de los estribos, respectivamente, mientras $f_{ywd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s) = 245$ MPa y $f_{cd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) = 9.9$ MPa son tensiones de diseño de los estribos y del hormigon, respectivamente, evaluadas asumiendo los coeficientes parciales $\gamma_s = 1.15$ y $\gamma_c = 1.5$ para mecanismos frágiles.

Como medida de precaución se asume un ángulo de inclinación de los puntales de hormigón $\theta = 45^\circ$, mientras la inclinación de los estribos es $\alpha = 90^\circ$. Por el cambio de destinación de uso, las verificaciones de resistencia a corte de la viga, donde la fuerza de corte que actua fue evaluada a ras del pilar, resultan (Tabla 11,3):

Longitud del tramo [m]	Sección	V_{Ed} [kN]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	Verificación
3.0	apoyo a la izquierda	88.9	314	200	93.4	360.0	93.4	OK
3.0	apoyo a la derecha	135.6	314	150	124.6	360.0	124.6	NO
5.0	apoyo a la izquierda	168.7	314	100	186.9	360.0	186.9	OK
5.0	apoyo a la derecha	169.9	314	100	186.9	360.0	186.9	OK

Tabla 11.3 - Verificaciones para la viga considerada por el cambio de destinación de uso.

Las verificaciones en la Tabla 11.3 muestran que el cortante en el apoyo de la derecha del primer tramo, de luz igual a 3 metros, no resulta verificado.

Se procede por tanto al refuerzo a cortante del tramo que no resulta verificado, aplicando de forma de una U, un compuesto FRCM con fibra de carbono con las siguientes características:

- Espesor equivalente $t_f = 0.070$ mm
- Módulo elástico de tejido seco $E_f = 220$ GPa
- Tensión límite convencional característica $\sigma_{\text{lim,conv}} = 1150$ MPa
- Tensión límite convencional de diseño $\sigma_{\text{lim,conv,d}} = 690$ MPa
- Longitud de anclaje $l_{\text{Ed}} = 300$ mm

El valor de diseño de la “tensión eficaz” del sistema de refuerzo, indicada con f_{fed} , es evaluada sobre la base de los resultados de la prueba de desprendimiento y en particular de la $\sigma_{\text{lim,conv}}$, en ausencia de una adecuada experimentación. El refuerzo se aplica en modo continuo con las fibras inclinadas de un ángulo $\beta = 45^\circ$ respecto al eje longitudinal de la viga. La longitud de adherencia máxima para la viga a reforzar es:

$$L_{\text{max}} = \frac{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}}{\sin \beta} = 344 \text{ mm}$$

Resultando $l_{\text{ed}} < L_{\text{max}}$, la tensión eficaz de cálculo del refuerzo, f_{fed} , es dada por la relación:

$$f_{\text{fed}} = \sigma_d \left(1 - \frac{1}{3} \frac{l_{\text{ed}}}{L_{\text{max}}} \right) = 489.2 \text{ MPa}$$

La contribución de corte del refuerzo FRCM es:

$$V_{\text{Rd,f}} = \frac{1}{\gamma_{\text{Rd}}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{\text{fed}} \cdot 2t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin^2 \beta = 11.10 \text{ kN}$$

habiendo asumido un factor parcial de modelo para el refuerzo de corte $\gamma_{\text{Rd}} = 1.5$.

La resistencia de corte de la sección reforzada es:

$$V_{\text{Rd}} = \min\{V_{\text{Rd,s}} + V_{\text{Rd,f}}, V_{\text{Rd,c}}\} = 135.8 \text{ kN}$$

$V_{\text{Rd}} > V_{\text{Ed}} = 135.6 \text{ kN}$, por lo tanto, la sección está verificada.

11.5 CONFINAMIENTO DE UNA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO

Se quiere verificar la capacidad axial de una columna con una sección circular, sometida a compresión centrada, que forma parte de un edificio en hormigón armado cuyas características geométricas y mecánicas se muestran a continuación.

$D = 300$ mm	diámetro de la sección transversal
$H = 2700$ mm	altura de la columna
$A_c = \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 = 7.07 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$	área de la sección transversal
$FC = 1.2$	factor de confianza (LC2)
$f_{\text{cm}} = 20$ MPa	resistencia media a la compresión del hormigón
$\gamma_c = 1.5$	factor parcial del hormigón

$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} = 11.11 \text{ MPa}$	resistencia a la compresión de diseño del hormigón
$\phi = 14 \text{ mm}$	diámetro de la armadura longitudinal
$n = 4$	número de barras longitudinales
$A_s = n\pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 615.75 \text{ mm}^2$	área total de la armadura longitudinal
$f_{yd} = 232 \text{ MPa}$	resistencia de diseño del acero
$N_{sd} = 1000 \text{ kN}$	esfuerzo normal de diseño

La columna no reforzada no resulta satisfecha, de hecho:

$N_{Rc,d} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 928.25 \text{ kN}$ es el valor diseño de la resistencia del elemento

$$N_{sd} \leq N_{Rm,d}$$

Si decide intervenir mediante confinamiento de la columna con sistema FRCCM constituido da fibras de carbono y matriz de cemento. El refuerzo FRCCM tiene las siguientes características:

$E_f = 245000 \text{ MPa}$	módulo elástico longitudinal de la red
$t_f = 0.047 \text{ mm}$	espesor equivalente de la red
$\epsilon_{uf} = 0.0081$	deformación de falla de la red
$\gamma_m = 1.5$	factor parcial de la red
$\eta_a = 0.9$	factor de conversión ambiental (interno)
$t_{mat} = 10 \text{ mm}$	espesor de la matriz de cada una capa de FRCCM
$f_{c,mat} = 30 \text{ MPa}$	resistencia a la compresión de diseño de la matriz FRCCM
$n_f = 2$	número de capas de FRCCM

Cálculo de la presión eficaz de confinamiento

$\rho_{mat} = \frac{4n_f t_{mat}}{D} = 0.27$	porcentaje geométrico de la matriz de FRCCM
$k_H = 1$	coeficiente de eficacia horizontal
$k_{mat} = 0.217 \left(\rho_{mat} \frac{f_{c,mat}}{f_{cd}} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.16$	coeficiente de eficacia de la matriz de FRCCM
$\epsilon_{ud,rid} = \min \left(k_{mat} \eta_a \frac{\epsilon_{uf}}{\gamma_m} ; 0.004 \right) = 7.6 \cdot 10^{-4}$	deformación de cálculo del compuesto FRCCM
$f_1 = \frac{2n_f t_f E_f \epsilon_{ud,rid}}{D} = 0.12 \text{ MPa}$	presión de confinamiento
$f_{l,eff} = k_H \cdot f_1 = 0.12 \text{ MPa}$	presión eficaz de confinamiento

Cálculo de la resistencia a compresión de la mampostería confinada

$$f_{\text{ccd}} = f_{\text{cd}} + 2.6 f_{\text{cd}} \left(\frac{f_{\text{l,eff}}}{f_{\text{cd}}} \right)^{\frac{2}{3}} = 12.5 \text{ MPa} \quad \text{resistencia de diseño de la columna confinada con FRCM}$$

Cálculo del esfuerzo normal resistente de la mampostería confinada

$$N_{\text{Rmc,d}} = A_{\text{m}} \cdot f_{\text{mcd}} = 1.03 \cdot 10^3 \text{ kN} \quad \text{obteniendo } N_{\text{sd}} \leq N_{\text{Rmc,d}}$$

12 APÉNDICE 1: SOBRE EL CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A LA FLEXO-COMPRESIÓN EN EL PLANO

Bajo las hipótesis a los que se hace referencia en el párrafo 4.2 y con referencia al esquema de la Figura 4.1, las diferentes situaciones que pueden presentar se especifican a continuación.

En caso de fallas por alcanzar la deformación ε_{mu} en el borde en compresión ($\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$ en la Figura A1.1) y de eje neutro que corta la sección, el momento resistente de cálculo es:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = f_{md} \frac{t y_n}{2} \left[H(1-k) - y_n(1-k)^2 + k \left(\frac{H}{2} - y_n + \frac{2}{3} k y_n \right) \right] + \frac{\varepsilon_{mu}}{y_n} E_f t_{2f} \frac{(d_f - y_n)^2}{12} (2y_n + 4d_f - 3H), \quad (A1.1)$$

siendo $k = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{mu}$, $t_{2f} = 2 \cdot t_f$ e y_n la distancia del eje neutro desde el borde en compresión, dada por:

$$y_n = \frac{N_{Sd} - E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{N_{Sd}^2 + E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} [(2-k) t d_f f_{md} - 2N_{Sd}]}}{t f_{md} (2-k) - E_f t_{2f} \varepsilon_{mu}}. \quad (A1.2)$$

En caso de falla por alcanzar la deformación ε_{fd} en el refuerzo ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ en la Figura A1.1) y del eje neutro que corta la sección, si la deformación máxima ε_m de la mampostería satisface $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu}$, el momento resistente de cálculo es:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{t f_{md}}{12} \left[2d_f y_n \xi (2\xi + 3) + 3H [y_n (2 + \xi) - \xi d_f] - 2y_n^2 (\xi^2 + 3 + 3\xi) - 2\xi^2 d_f^2 \right] + \varepsilon_{fd} E_f t_{2f} \frac{d_f - y_n}{12} (2y_n + 4d_f - 3H), \quad (A1.3)$$

siendo $\xi = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{fd}$ y y_n la distancia del eje neutro desde el borde en compresión, dada por:

$$y_n = \frac{2N_{Sd} + t \xi f_{md} d_f + E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{fd}}{t f_{md} (2 + \xi) + E_f t_{2f} \varepsilon_{fd}}. \quad (A1.4)$$

En caso de falla por alcanzar la deformación ε_{fd} en el refuerzo ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ en la Figura A1.1) y del eje neutro que corta la sección, si la deformación máxima ε_m de la mampostería satisface $\varepsilon_m \leq \bar{\varepsilon}_m$, el momento resistente de cálculo es:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{t E_m \varepsilon_{fd}}{12} \cdot \frac{y_n^2}{d - y_n} \cdot (3H - 2y_n) + \varepsilon_{fd} E_f t_{2f} \frac{d_f - y_n}{12} (2y_n + 4d_f - 3H), \quad (A1.5)$$

siendo $E_m = f_{md}/\bar{\epsilon}_m$ el módulo elástico de la mampostería y y_n la distancia del eje neutro desde el borde en compresión, dada por:

$$y_n = \frac{N_{Sd} + E_f t_{2f} d_f \epsilon_{fd} - \sqrt{N_{Sd}^2 + E_m \epsilon_{fd} d_f t \cdot (E_f t_{2f} d_f \epsilon_{fd} + 2N_{Sd})}}{\epsilon_{fd} (E_f t_{2f} - t E_m)} \quad (A1.6)$$

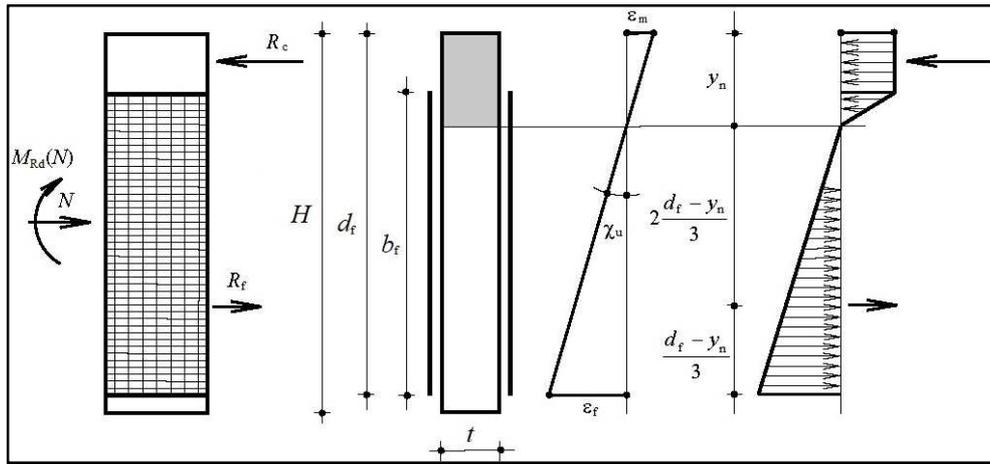


Figura A1.1 - Esquema para la evaluación del momento resistente de cálculo de una sección reforzada con FRCM.

De manera simplificada, el momento resistente de cálculo puede evaluarse asumiendo un diagrama de tensiones de compresión constantes e iguales a $\alpha_m f_{md}$, extendido a una porción de sección profunda βy_n , siendo y_n la distancia del eje neutro desde borde en compresión. Se debe asumir $\alpha_m = 0,85$ y $0,6 \leq \beta \leq 0,8$. Usando este enfoque, con referencia al esquema de Figura A1.2, los casos que se pueden presentar son los siguientes: En caso de fallas por alcanzar la deformación ϵ_{mu} al borde en compresión ($\epsilon_m = \epsilon_{mu}$ en Figura A1.2) y de eje neutro que corta la sección, el momento resistente de cálculo es:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha_m \beta f_{md} t y_n}{2} \cdot (H - \beta y_n) + \frac{\epsilon_{mu}}{y_n} \cdot \frac{(d_f - y_n)^2}{12} \cdot E_f t_{2f} \cdot (2y_n + 4d_f - 3H), \quad (A1.7)$$

siendo y_n la distancia del eje neutro desde el borde en compresión, dada por:

$$y_n = \frac{N_{Sd} - E_f t_{2f} d_f \epsilon_{mu} + \sqrt{N_{Sd}^2 + 2E_f t_{2f} d_f \epsilon_{mu} (\alpha_m \beta f_{md} d_f - N_{Sd})}}{2\alpha_m \beta f_{md} t - E_f t_{2f} \epsilon_{mu}} \quad (A1.8)$$

En caso de falla por alcanzar la deformación ϵ_{fd} en el refuerzo ($\epsilon_f = \epsilon_{fd}$ en Figura A1.2) y de eje neutro que corta la sección, el momento resistente de cálculo es:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha_m \beta f_{md} t y_n}{2} \cdot (H - \beta y_n) + \varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f} \cdot \frac{d_f - y_n}{12} (2y_n + 4d_f - 3H), \quad (A1.9)$$

siendo y_n la distancia del eje neutro desde el borde en compresión, dada por:

$$y_n = \frac{\varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f} d_f + 2N_{Sd}}{2\alpha_m \beta f_{md} t + \varepsilon_{fd} \cdot E_f t_{2f}}, \quad (A1.10)$$

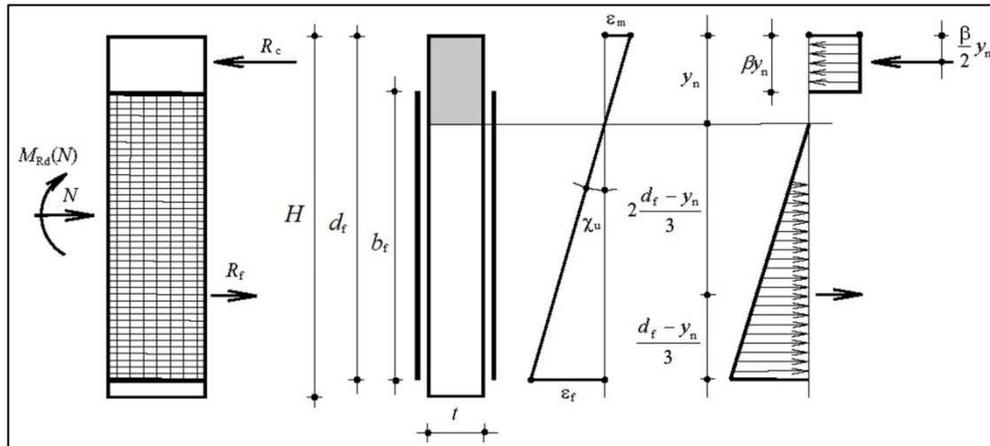


Figura A1.2 - Esquema para la evaluación del momento resistente de cálculo de una sección reforzada con FRCM con tensión de compresión constante en la mampostería.

Los otros símbolos utilizados en (A1.1 – A1.10) están definidos en la Figura A1.1 y el la Figura A1.2. En particular:

- H es la longitud de la pared (altura de la sección);
- t es el espesor de la pared (ancho de la sección);
- t_{2f} es el espesor equivalente total de las fibras aplicadas en los dos lados;
- d_f es la distancia entre el borde en compresión y la fibra del refuerzo más alejado de este;
- N_{Sd} es el esfuerzo normal de compresión aplicado (eventualmente nulo en el caso de tiras de piso).

En el caso de refuerzos dispuestos en tiras, el momento resistente de cálculo puede evaluarse de manera similar, ignorando tiras dispuestas en el área en compresión. Si el entre ejes p_f de las tiras de ancho b_f (Figura A1.3) es lo suficientemente pequeño con respecto a la altura de la sección, el momento resistente de cálculo se puede determinar con las fórmulas anteriores reemplazando al espesor t_{2f} por el espesor equivalente:

$$t_{f,eq} = \frac{t_{2f} b_f}{i_f}, \quad (A1.11)$$

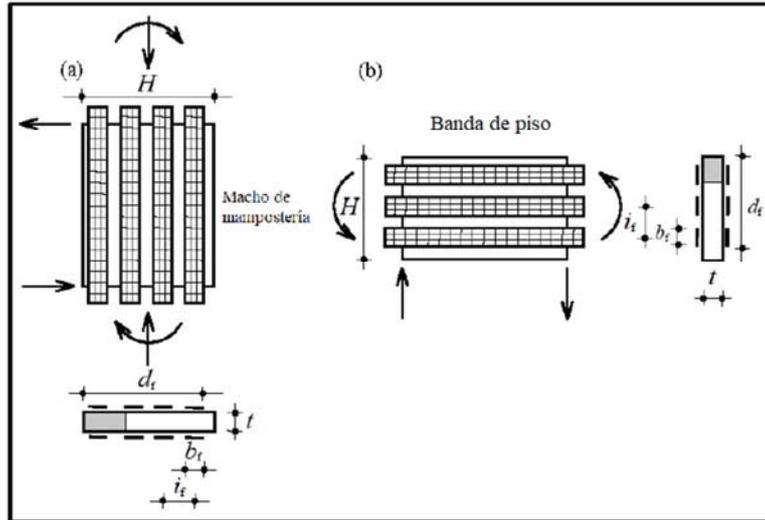


Figura A1.3 - Refuerzo a tiras con FRCM de paneles solicitados en el plano.

13 APÉNDICE 2: SOBRE LA VERIFICACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE REFUERZO Y ESTRUCTURA EN EL CASO DE SOPORTE CURVO

El control de tenida del refuerzo en relación con las cargas aplicadas, cuando el refuerzo se aplica a un elemento estructural cóncavo (Figura A2.1.a) presupone el equilibrio de un elemento de refuerzo de arco ds (Figura A2.1.b).

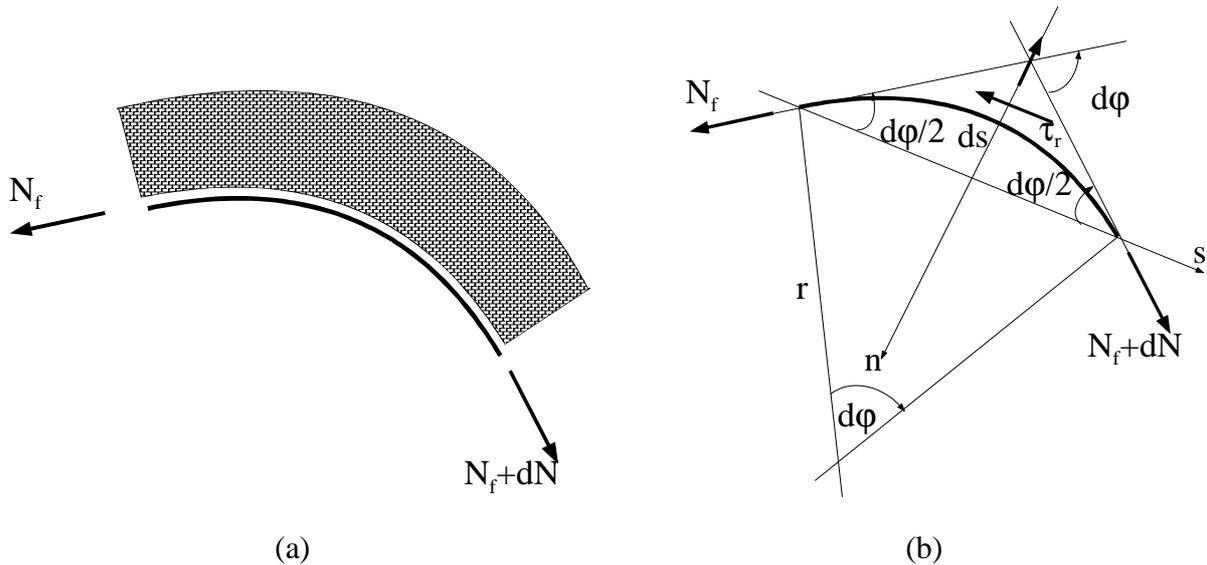


Figura A2.1- (a) Refuerzo aplicado a los lados internos; (b) Equilibrio de refuerzo.

Con referencia a una superficie curva, se observa que, debido a la curvatura, además de una interacción longitudinal entre el refuerzo y el soporte, también se genera una tensión radial, ortogonal a la superficie de conexión (*bond surface*), y, por lo tanto, existe un efecto combinado de tracción (variable) en el refuerzo curvilíneo en un lado y de curvatura en el otro.

Por lo tanto, la verificación a realizar se refiere al mecanismo conectado a la falla (desprendimiento) debido al efecto combinado de el esfuerzo normal con curvatura y el esfuerzo normal variable en el refuerzo de FRCM curvilíneo.

Con referencia a la Figura A2.1b, para el genérico tramo elemental curvilíneo de longitud ds las condiciones de equilibrio radial se expresan, en la dirección "s" secante (según la cuerda subtendida por el tramo):

$$-N \cos \frac{d\varphi}{2} - \tau ds + (N + dN) \cos \frac{d\varphi}{2} = 0 ,$$

y en la dirección "n" normal (a la cuerda subtendida por el tramo):

$$-N \sin \frac{d\varphi}{2} + \sigma ds - (N + dN) \sin \frac{d\varphi}{2} = 0 .$$

Dada la pequeñez del ángulo de curvatura $d\varphi \ll 1$ relativo al tramo, se tiene:

$$\begin{cases} -N \cos \frac{d\varphi}{2} - \tau ds + (N + dN) \cos \frac{d\varphi}{2} = 0 \\ \tau ds = dN \end{cases}$$

$$\begin{cases} -N \sin \frac{d\varphi}{2} + \sigma ds - (N + dN) \sin \frac{d\varphi}{2} = 0 \\ -Nd\varphi - dN \frac{d\varphi}{2} + \sigma ds = 0 \\ -Nd\varphi + \sigma ds = 0 \end{cases}$$

Y en definitiva, la interface entre el refuerzo y el elemento de mampostería estará sujeta a una acción longitudinal τ_r y una acción ortogonal de desprendimiento σ_r :

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{b} N_f \frac{d\varphi}{ds} = \frac{N_f}{br} \\ \tau_r = \frac{1}{b} \frac{dN}{ds} \end{cases} \quad (A2.1)$$

en el cual b es el ancho del refuerzo, r representa el radio de curvatura y N_f es el esfuerzo ejercido sobre los filamentos de refuerzo bajo la condición de carga considerada, deducido del equilibrio general del sistema estructural.

Combinando la acción normal con la acción tangencial (Figura A2.2) :

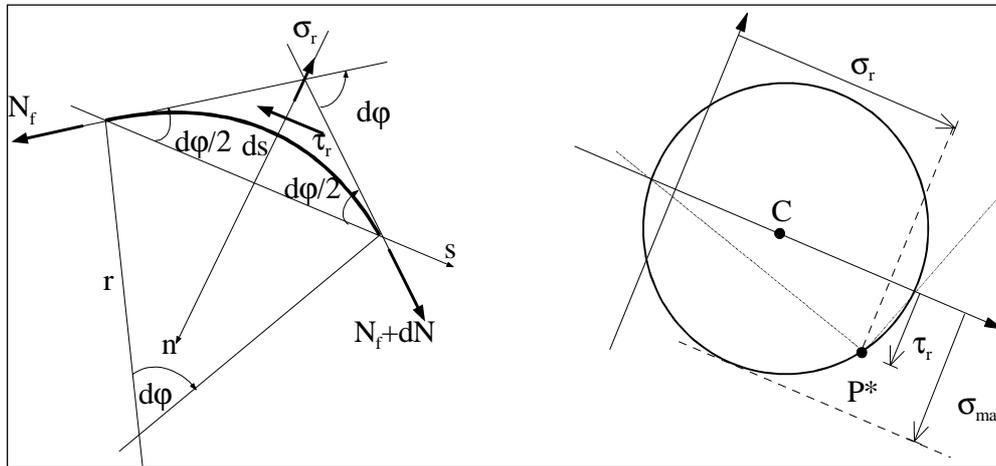


Fig. A2.2 - Combinación de tensión normal con tensión tangencial.

se obtiene:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_r}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_r^2}{4} + \tau^2} \quad (A2.2)$$

y debe verificarse que:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{rt}}{\gamma_{rt}}, \quad (\text{A2.3})$$

donde σ_{rt} representa la resistencia a tracción mínima entre los valores característicos relativos de la matriz y del soporte, γ_{rt} es el factor parcial definido en el párrafo 4.5.

Si el refuerzo en cambio se aplica a los lados externos (elemento de arco convexo), se puede despreciar s_r (lo que en este caso resultaría en compresión y por lo tanto no desestabilizador), y por lo tanto se refiere a la verificación en los siguientes términos:

$$\tau_r \leq \frac{\sigma_{rt}}{\gamma_{rt}}. \quad (\text{A2.4})$$

El presente Documento Técnico ha sido preparado por el siguiente Grupo de Estudio:

AIELLO Prof. Maria Antonietta	- Università del Salento
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II”- Napoli
BILOTTA Ing. Antonio	- Università “Federico II”- Napoli
CAMATA Prof. Guido	- Università “G. d’Annunzio” - Chieti-Pescara
BORRI Prof. Antonio	- Università di Perugia
CARLONI Prof. Christian	- Università di Bologna
CAROZZI Arch. Francesca Giulia	- Politecnico di Milano
CASADEI Ing. Paolo	- Kerakoll S.p.A. - Sassuolo (MO)
CERSOSIMO Ing. Giuseppe	- Interbau S.r.l.- Milano
CLAURE Prof. Guillermo	- Università di Miami, Coral Gables, Florida - USA
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II”- Napoli
CORBI Geol. Ileana	- Università “Federico II”- Napoli
CORBI Prof. Ottavia	- Università “Federico II”- Napoli
D’ANTINO Ing. Tommaso	- Politecnico di Milano
DE FELICE Prof. Gianmarco	- Università Roma Tre - Roma
DE SANTIS Ing. Stefano	- Università Roma Tre - Roma
DI LUDOVICO Prof. Marco	- Università “Federico II”- Napoli
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
FERRACUTI Prof. Barbara	- Università “Niccolò Cusano” - Roma
FOCACCI Prof. Francesco	- Università eCampus
FRASSINE Prof. Roberto	- Politecnico di Milano
GIACOMIN Ing. Giorgio	- G&P Intech S.r.l. - Altavilla Vicentina (VI)
GREPPI Ing. Roberto	- T.C.S. S.r.l. - Montichiari (BS)
LA MENDOLA Prof. Lidia	- Università di Palermo
LIGNOLA Prof. Gian Piero	- Università “Federico II”- Napoli
MANTEGAZZA Dott. Giovanni	- Ruregold S.p.A. - Milano
MAZZOTTI Prof. Claudio	- Università di Bologna
MONTALBANO Ing. Antonino	- Sika Italia S.p.a. - Milano
MORANDINI Ing. Giulio	- Mapei S.p.a. - Milano
NANNI Prof. Antonio	- Università di Miami, Coral Gables, Florida - USA
NERILLI Ing. Francesca	- Università “Niccolò Cusano” – Roma
NICOLETTI Ing. Andrea	- BASF Construction Chemical Italia S.p.A., Treviso
NIGRO Prof. Emidio	- Università “Federico II”- Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio	- CNR-ITC, San Giuliano Milanese
PECCE Prof. Maria Rosaria	- Università del Sannio - Benevento
PELLEGRINO Prof. Carlo	- Università di Padova
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università “Federico II”- Napoli
REALFONZO Prof. Roberto	- Università di Salerno
ROSATI Prof. Luciano	- Università “Federico II”- Napoli
SACCO Prof. Elio	- Università “Federico II”- Napoli
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
ZAMPA Ing. Andrea	- Fibre Net S.r.l. - Udine

Coordinador:

ASCIONE Prof. Luigi

Segretaría:

LIGNOLA Prof. Gian Piero

El presente Documento Técnico ha sido aprobado el 06.02.2019 por el "Comité Asesor de Recomendaciones Técnicas para la Construcción", cuyos miembros son:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II" – Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II" – Napoli
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
MACERI Prof. Franco, Presidente	- Università "Tor Vergata" – Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II" – Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" – Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università "Federico II" – Napoli
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCARPELLI Prof. Giuseppe	- Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento