

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L'ANALISI
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica



CNR-DT 215/2018

**Proprietà letteraria riservata
del
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 215/2018.....	1
1.2	SCOPO DELLE ISTRUZIONI	2
1.3	SIMBOLOGIA	2
2	MATERIALI FRM PER IL RINFORZO STRUTTURALE.....	6
2.1	INTRODUZIONE	6
2.2	RASSEGNA DI APPLICAZIONI SIGNIFICATIVE.....	7
2.2.1	Applicazioni su strutture di muratura.....	7
2.2.1.1	Rinforzo di pannelli murari.....	7
2.2.1.2	Rinforzo di volte e archi.....	7
2.2.1.3	Cordolature di piano e sommitali.....	9
2.2.1.4	Confinamento di pilastri di muratura	11
2.2.2	Applicazioni su strutture di calcestruzzo armato	11
2.2.2.1	Rinforzo a flessione di travi, pilastri e travetti di solaio	11
2.2.2.2	Rinforzo a taglio di travi e pilastri	12
2.2.2.3	Confinamento di pilastri.....	13
2.2.2.4	Rinforzo di nodi trave-pilastro	14
2.2.2.5	Rinforzo di setti in calcestruzzo armato.....	15
2.2.2.6	Rinforzo di solai (antifondellamento)	15
2.2.2.7	Intervento antiribaltamento delle tamponature	16
2.2.2.8	Rinforzo di ponti	17
2.3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL RINFORZO.....	18
3	CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI.....	20
3.1	UTILIZZO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE NEI PROBLEMI DI VERIFICA E PROGETTO.....	20
3.2	VALORI DI PROGETTO	21
3.2.1	Verifica in caso di incendio.....	22
4	RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE.....	22
4.1	RINFORZO DI PARETI SOLLECITATE NEL PROPRIO PIANO.....	22
4.1.1	Capacità a taglio.....	22
4.1.2	Capacità a pressoflessione.....	25
4.2	RINFORZO DI PARETI FUORI DEL PIANO	26
4.3	REALIZZAZIONE DI CORDOLI SOMMITALI	27
4.4	CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA SOLLECITATE A COMPRESSIONE CENTRATA.....	27
4.4.1	Confinamento di colonne circolari.....	28
4.4.2	Confinamento di colonne rettangolari.....	29
4.5	STRUTTURE A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA	30
4.5.1	Strutture a singola curvatura	32
4.5.1.1	Verifica e identificazione del rinforzo mediante l'approccio cinematico.....	32
4.5.1.2	Verifica e identificazione del rinforzo mediante l'approccio statico	32
4.5.2	Volte a botte	33
4.5.3	Strutture a doppia curvatura	33
5	RINFORZO DI STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO.....	34

5.1	RINFORZO A FLESSIONE	34
5.1.1	Verifica allo SLU	34
5.1.2	Verifica allo SLE.....	35
5.2	RINFORZO A TAGLIO.....	35
5.2.1	Resistenza efficace	36
5.3	CONFINAMENTO DI COLONNE DI CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATE A COMPRESSIONE CENTRATA	37
5.3.1	Confinamento di colonne rettangolari.....	37
6	DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	38
7	MANUTENZIONE E RIPARAZIONE	40
8	CONTROLLO.....	40
8.1	CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE	40
8.2	CONTROLLO DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO	40
8.2.1	Prove semi-distruttive	41
8.2.2	Prove non distruttive	42
9	PROVE SPERIMENTALI SU ELEMENTI STRUTTURALI	42
10	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	45
11	ESEMPI NUMERICI	52
11.1	RINFORZO DI PARETI MURARIE SOLLECITATE NEL PROPRIO PIANO	52
11.1.1	Capacità a taglio.....	52
11.1.2	Capacità a pressoflessione nel piano.....	54
11.2	RINFORZO DI PARETI MURARIE SOLLECITATE FUORI DEL PROPRIO PIANO	57
11.3	INTERVENTI DI CONFINAMENTO SU COLONNE DI MURATURA	65
11.3.1	Esempio 1.....	65
11.3.2	Esempio 2.....	67
11.4	RINFORZO DI UNA TRAVE DI C.A.	69
11.4.1	Progetto del rinforzo a flessione	69
11.4.2	Progetto del rinforzo a taglio.....	74
11.5	CONFINAMENTO DI UNA COLONNA DI C.A.	75
12	APPENDICE 1: SUL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO.....	77
13	APPENDICE 2: SULLA VERIFICA DELLA SOLIDARIETÀ TRA RINFORZO E STRUTTURA IN CASO DI SUPPORTO CURVO.....	81

1 PREMESSA

1.1 PREMESSA AL DOCUMENTO CNR-DT 215/2018

Agli ormai classici compositi fibrorinforzati FRP (*Fibre Reinforced Polymer*), realizzati con fibre lunghe di vetro, carbonio o arammide immerse in matrici polimeriche (quali le resine epossidiche), si affiancano oggi negli interventi di riabilitazione strutturale, sempre più frequentemente, i compositi fibrorinforzati FRCM (*Fibre/Fabric Reinforced Cementitious Matrix/Mortar*). Nella letteratura internazionale questi ultimi sono denominati anche TRC (*Textile Reinforced Concrete*), TRM (*Textile Reinforced Mortars*), FRM (*Fabric Reinforced Mortar*) o anche IMG (*Inorganic Matrix-Grid Composites*). Nel seguito, poiché l'acronimo FRCM è stato adottato in documenti ministeriali già approvati, si preferisce continuare ad utilizzare lo stesso acronimo.

I compositi FRCM sono il risultato dell'accoppiamento di reti, realizzate con le stesse fibre sopra richiamate, o con altre di più recente apparizione sul mercato dei materiali da costruzione, e di una matrice inorganica a base di malta di calce o di cemento. Tra le fibre innovative si annoverano quelle di basalto, di PBO (Poliparafenilenbenzobisoxazolo) e di acciaio. In particolare, quest'ultimo materiale, molto comune nel campo dell'edilizia, viene riproposto, ai fini dell'utilizzo negli FRCM, in una versione dalle prestazioni meccaniche fortemente esaltate, grazie ad un particolare ciclo di lavorazione.

La matrice inorganica presenta numerosi vantaggi rispetto a quella organica degli FRP, soprattutto per le applicazioni alle fabbriche murarie, attesa la sua maggiore affinità con questo tipo di supporti. Al momento sono disponibili in campo internazionale alcune linee guida per la qualificazione degli FRCM e per la progettazione di interventi di rinforzo strutturale realizzati con detti materiali. Si ricordano i criteri di accettazione statunitensi (ACI 434 - *Acceptance Criteria for Masonry and Concrete Strengthening Using Fiber-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Composite Systems*, rilasciato da ICC Evaluation Service, 2018) e le linee guida di progetto (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*, in corso di approvazione).

L'interesse scientifico verso le applicazioni innovative degli FRCM per la riabilitazione strutturale, da un lato, e la peculiarità del patrimonio edilizio italiano, ampiamente variegato, dall'altro, hanno attirato negli ultimi anni l'interesse di numerosi ricercatori operanti nei settori della Meccanica delle Strutture, delle Costruzioni, della Riabilitazione Strutturale e dell'Ingegneria Sismica.

Appare evidente come la redazione di un documento italiano di Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati FRCM non fosse più rinviabile; soprattutto, quella di un documento di respiro ampio utilizzabile per le diverse tipologie presenti nel patrimonio edilizio nazionale, dalle costruzioni murarie a quelle di c.a., nonché per i molteplici prodotti FRCM attualmente presenti sul mercato nazionale, differenti per natura della matrice e delle reti di rinforzo.

Il CNR, per il tramite della propria *Commissione di Studio per la Predisposizione e l'Analisi di Norme Tecniche Relative alle Costruzioni*, ha avvertito tempestivamente tale esigenza e si è adoperato per soddisfarla, insediando nel giugno del 2016 un Gruppo di studio con il compito di redigere *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica*.

Nel luglio 2017 la Commissione CNR ha approvato, su proposta del Gruppo di Studio, una prima bozza del presente Documento Tecnico. Successivamente, il Gruppo di Studio si è allargato a tutti i ricercatori italiani interessati, già impegnati scientificamente sull'argomento, ed ha usufruito del prezioso contributo dei Fabbricanti di FRCM. È stato così possibile redigere il presente Documento Tecnico, di più ampio respiro rispetto alla bozza iniziale, caratterizzato da applicazioni più avanzate

e da approcci più sofisticati, alla frontiera dell'attuale ricerca in campo internazionale sul tema del rinforzo strutturale con FRCM.

La prima bozza sopra citata è alla base della Linea Guida predisposta e recentemente approvata (gennaio 2019) dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT) per l'individuazione di procedure di qualificazione degli FRCM.

Un valido contributo alla redazione di tale Linea Guida è stato fornito dai risultati di un *round robin* promosso dal RILEM TC 250-CSM tra i laboratori di diverse Università Europee.

1.2 SCOPO DELLE ISTRUZIONI

Scopo delle presenti Istruzioni è quello di fornire, nell'ambito delle Norme attualmente vigenti, un documento orientativo per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento strutturale, per carichi sia gravitazionali che sismici, mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati FRCM. Le Istruzioni, per loro genesi e natura, non sono infatti norme cogenti ma rappresentano esclusivamente un aiuto per i tecnici a filtrare con discrezione la ponderosa bibliografia, nazionale ed internazionale, che la letteratura specifica mette a disposizione, lasciando comunque agli stessi la responsabilità finale delle scelte operate.

Il documento tratta i seguenti argomenti:

- Materiali FRCM
- Rassegna di applicazioni significative
- Concetti basilari del rinforzo con FRCM e problematiche speciali
- Rinforzo di strutture murarie
- Rinforzo di strutture di c.a.
- Dettagli costruttivi
- Manutenzione e riparazione
- Controllo
- Prove sperimentali su modelli strutturali
- Riferimenti bibliografici
- Esempi numerici

Comprende inoltre le seguenti Appendici:

- **Appendice 1**, Sul calcolo del momento resistente a pressoflessione nel piano
- **Appendice 2**, Sulla verifica della solidarietà tra rinforzo e struttura in caso di meccanismo di crisi per distacco supporto - rinforzo

1.3 SIMBOLOGIA

Si riporta di seguito il significato dei principali simboli utilizzati nel documento.

Notazioni generali

- $(.)_c$ valore della grandezza $(.)$ riferita al calcestruzzo
- $(.)_{cc}$ valore della grandezza $(.)$ riferita al calcestruzzo confinato
- $(.)_d$ valore di progetto (o di calcolo) della grandezza $(.)$
- $(.)_f$ valore della grandezza $(.)$ riferita alla rete (o altrimenti tessuto) secca (o)
- $(.)_k$ valore caratteristico della grandezza $(.)$
- $(.)_m$ valore della grandezza $(.)$ riferita alla muratura
- $(.)_{mat}$ valore della grandezza $(.)$ riferita alla matrice

- (.)_{mc} valore della grandezza (.) riferita alla muratura confinata
 (.)_R valore della grandezza (.) vista come resistenza
 (.)_s valore della grandezza (.) riferita all'acciaio
 (.)_S valore della grandezza (.) vista come sollecitazione

Lettere romane maiuscole

- A_m area della sezione della colonna di muratura confinata
 A_c area della sezione della colonna di calcestruzzo confinata, al netto delle armature metalliche
 A_s area delle armature metalliche
 A_f area del tessuto secco
 E_f modulo di elasticità normale del tessuto secco
 E_1 modulo di elasticità normale del composito FRCM in fase non fessurata
 E_m modulo di elasticità normale della muratura
 D diametro di colonne circolari, oppure diagonale della sezione rettangolare o quadrata
 H lunghezza del pannello di muratura (altezza della sezione trasversale)
 L_{max} lunghezza massima di ancoraggio
 M_{Rd} momento resistente di progetto della sezione rinforzata
 M_{Sd} momento flettente sollecitante di progetto
 M_{0d} momento flettente resistente di progetto dell'elemento prima del rinforzo
 M_{1d} momento flettente resistente di progetto dell'elemento dopo il rinforzo
 $N_{Rcc,d}$ resistenza di progetto a compressione centrata della colonna di c.a. confinata
 $N_{Rmc,d}$ resistenza di progetto a compressione centrata della colonna di muratura confinata
 N_{Sd} sforzo normale sollecitante di progetto
 N_o sforzo normale per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
 N_m sforzo di compressione nella muratura
 N_f sforzo di trazione nel sistema di rinforzo
 FC fattori di confidenza
 F_m risultante specifica degli sforzi di compressione nella muratura, calcolata con lo *stress-block*
 F_f risultante specifica degli sforzi di trazione nel sistema di rinforzo
 $V_{t,R}$ resistenza a taglio nel piano della parete muraria rinforzata
 V_{Rd} resistenza a taglio di elementi in calcestruzzo
 $V_{Rd,c}$ resistenza a taglio-compresione del calcestruzzo
 $V_{Rd,f}$ contributo al taglio-trazione del sistema di rinforzo FRCM
 $V_{Rd,m}$ resistenza a taglio fuori piano della parete muraria
 $V_{Rd,s}$ contributo al taglio-trazione dell'armatura metallica
 $V_{t,f}$ contributo a $V_{t,R}$ del rinforzo FRCM
 V_t contributo a $V_{t,R}$ della muratura non rinforzata
 V_{tc} valore di schiacciamento diagonale della muratura
 X_d valore di calcolo della generica proprietà di resistenza o di deformazione
 X_k valore caratteristico della generica proprietà di resistenza o di deformazione

Lettere romane minuscole

t	spessore del pannello di muratura
t_{mat}	spessore della matrice del rinforzo FRCM
t_f	spessore equivalente del composito FRCM fornito dal Fabbricante
t_{2f}	$= 2 \cdot t_f$ nei casi in cui il rinforzo sia applicato sulle due facce dell'elemento rinforzato
t_{Vf}	spessore equivalente delle fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio
n_f	numero totale degli strati di rinforzo FRCM
b, h	dimensione della sezione della colonna confinata
b_f	dimensione del rinforzo FRCM nel piano di flessione
b', h'	dimensione della sezione della colonna confinata, a meno degli arrotondamenti degli spigoli
d	altezza utile della sezione
d_f	distanza tra l'estremo lembo compresso dell'elemento rinforzato e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM
f_{ccd}	resistenza di progetto del calcestruzzo confinato con FRCM
f_{cd}	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (non confinato)
f_{fed}	resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo
f_1	pressione di confinamento
$f_{1,\text{eff}}$	pressione efficace di confinamento
$f_{\text{c,mat}}$	resistenza caratteristica a compressione della matrice
f_{mcd}	resistenza di progetto a compressione della muratura confinata con FRCM
f_{md}	resistenza di progetto a compressione della muratura (non confinata)
f_{vd}	resistenza di progetto a taglio della muratura non rinforzata
f_{yd}	tensione di progetto dell'acciaio delle armature
g_m	densità di massa della muratura espressa in kg/m^3 (confinamento)
h_w	altezza dell'anima della trave
k_H	coefficiente di efficienza orizzontale (confinamento)
k_{mat}	coefficiente adimensionale che tiene conto della presenza della matrice inorganica (confinamento)
k'	coefficiente (adimensionale) di incremento della resistenza (confinamento)
i	interasse dei connettori
l_{ed}	lunghezza efficace di ancoraggio
l	lunghezza dei connettori
ℓ	altezza del pannello di muratura
ℓ_f	dimensione di calcolo del rinforzo FRCM per il taglio
y_n	distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso della sezione retta
p_f	interasse tra i rinforzi
$\bar{q}_{u,f}$	limite tensionale del tessuto secco per la applicabilità del metodo semplificato di Tabella 4.1
r_c	raggio di arrotondamento degli spigoli
r	raggio di curvatura di strutture a semplice e doppia curvatura

Lettere greche minuscole

γ_m	fattore parziale per materiali o prodotti
------------	---

γ_{rt}	fattore parziale per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
γ_{Rd}	fattore parziale di modello
$\epsilon_{lim,conv}$	deformazione limite convenzionale (situazioni di estremità)
$\sigma_{lim,conv}$	tensione limite convenzionale (situazioni di estremità)
α	coefficiente amplificativo per le situazioni di distacco dal supporto e/o di scorrimento tessuto-matrice di tipo intermedio
α_1, α_2	coefficienti di incremento della resistenza (confinamento)
α_3, α_4	coefficienti di incremento della resistenza (confinamento)
α_t	coefficiente che tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre quando sollecitate a taglio
$\epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$	deformazione limite convenzionale (situazione intermedia)
$\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)}$	tensione limite convenzionale (situazioni intermedia)
ϵ_u	deformazione ultima a rottura per trazione del composito FRCM
σ_u	tensione ultima a rottura per trazione del composito FRCM
σ_o	tensione normale
σ_{max}	tensione massima all'interfaccia per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
σ_r	tensione ortogonale all'interfaccia per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
τ_{0d}	tensione tangenziale di progetto della muratura
τ_r	tensione tangenziale all'interfaccia per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
σ_{r0}	tensione di distacco all'interfaccia tra rinforzo e muratura per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
σ_{rt}	resistenza a trazione minima per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
$\epsilon_{u,f}$	deformazione ultima a rottura per trazione del tessuto secco
$\sigma_{u,f}$	tensione ultima a rottura per trazione del tessuto secco
η	fattore di conversione
η_a	fattore di conversione ambientale
θ	angolo di inclinazione della fessura di taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento
β	angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento
β_o	coefficiente riduttivo per valutazioni su strutture a semplice e doppia curvatura
σ_{fd}	tensione di progetto del rinforzo di FRCM
ϵ_{fd}	deformazione di progetto del rinforzo di FRCM
$\epsilon_{fd,rid}$	valore ridotto della deformazione massima di progetto del rinforzo di FRCM nel confinamento
ϵ_{mu}	deformazione ultima a compressione della muratura
$\bar{\epsilon}_m$	deformazione ultima a compressione della muratura con comportamento lineare
ρ_{mat}	percentuale geometrica della matrice di rinforzo (confinamento)

2 MATERIALI FRCC PER IL RINFORZO STRUTTURALE

2.1 INTRODUZIONE

I materiali FRCC – di seguito anche denominati sistemi di rinforzo FRCC o più semplicemente sistemi FRCC o anche rinforzi FRCC ottenuti utilizzando reti realizzate con fili di acciaio ad alta resistenza, arammide, basalto, carbonio, PBO e vetro; in particolare i fili di acciaio sono messi in opera sotto forma di piccoli trefoli allo scopo di ottenere superfici corrugate che favoriscano l'adesione tra rinforzo e matrice. Nel prosieguo del documento, per riferirsi alle reti, si adotterà anche indifferentemente il termine “tessuti”, che è comunemente molto utilizzato.

I fili o i trefoli sono combinati con matrici inorganiche, realizzate ad esempio con leganti a base di calce o di cemento, con eventuale aggiunta di additivi. Nel caso di additivi di natura organica è consigliato che la componente organica non ecceda il 10% in peso del legante inorganico. Va infatti tenuto presente che, all'aumentare della percentuale complessiva delle componenti organiche, il sistema FRCC può subire un decadimento delle proprietà di permeabilità, durabilità e di comportamento al fuoco.

Generalmente i sistemi di rinforzo FRCC, nel caso in cui sia presente una singola rete, hanno uno spessore compreso tra 5 e 15 mm, al netto del livellamento del supporto. Nel caso di più reti lo spessore cresce, ma di solito è contenuto nei 30 mm. La distanza netta tra il contorno dei fili o i trefoli, nelle direzioni in cui sono presenti, non eccede solitamente 2 volte lo spessore della malta e comunque non è mai maggiore di 30 mm.

L'elevato rapporto fra resistenza e peso dei sistemi FRCC consente di esaltare le prestazioni meccaniche dell'elemento strutturale rinforzato, contribuendo essenzialmente a resistere agli sforzi di trazione, senza incrementarne la massa o modificarne significativamente la rigidità.

I rinforzi FRCC mostrano, in generale, una buona compatibilità chimico-fisica con i substrati di muratura e di calcestruzzo, una certa permeabilità al vapore; inoltre, possono essere preparati ed applicati con semplicità mediante procedure fondamentalmente tradizionali, anche su superfici umide. Per le loro proprietà meccaniche, i rinforzi FRCC sono specificamente indicati nelle applicazioni per le quali sia richiesta la mobilitazione di deformazioni modeste, come tipicamente accade per il rinforzo di murature.

Nei successivi paragrafi sono illustrate le regole di progetto relative alle principali applicazioni strutturali, per le quali sono disponibili in letteratura modelli di calcolo ampiamente condivisi dalla comunità tecnica e scientifica, sia a livello nazionale che internazionale.

Applicazioni diverse devono essere necessariamente suffragate da approfondite indagini preliminari condotte in laboratorio su elementi strutturali in scala reale e da verifiche di tipo numerico.

Per gli aspetti legati alla identificazione e alla qualificazione, nonché per quelli connessi alla durabilità, trasporto, stoccaggio, movimentazione, utilizzo, si rimanda alla documentazione che accompagna la marcatura CE oppure alle Certificazioni di Valutazione Tecnica (CVT) ed ai manuali di installazione, obbligatori per questi materiali ai sensi della Linea Guida recentemente approvata dal MIT (gennaio 2019) e dal titolo: *Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCC) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*. Essa tratta gli stessi tipi di sistemi di rinforzo oggetto del presente documento, e limita, per le reti di vetro, l'utilizzo alle sole fibre AR (*Alkali Resistant*).

Nel prosieguo del documento per “tessuto secco” si intenderà tessuto non inserito all'interno della matrice inorganica, includendo quindi i tessuti o le reti apprettate o preimpregnate, secondo le prescrizioni della Linea Guida del MIT.

L'approccio proposto nel documento per trattare in modo unitario l'ampia gamma di materiali FRCC disponibili sul mercato italiano, differenti per natura della rete e della matrice, accoppiata alla notevole varietà dei supporti presenti nel patrimonio edilizio nazionale, ne rappresenta un aspet-

to peculiare ed ha rappresentato la principale difficoltà incontrata nella sua redazione, così come già era accaduto nella implementazione della procedura di qualificazione.

Sarà cura dei tecnici preposti alla progettazione e direzione dei lavori scegliere, nel vasto panorama offerto dal mercato, il tipo di rinforzo più adatto, per la natura della matrice e della rete, alla specifica applicazione.

Infine, per gli aspetti legati alla accettazione in cantiere, si rimanda alle norme tecniche vigenti e all'anzidetta Linea Guida Ministeriale.

2.2 RASSEGNA DI APPLICAZIONI SIGNIFICATIVE

Si riportano di seguito alcune applicazioni significative (Figure 2.1 – 2.22) di rinforzo di strutture murarie e di c.a. mediante compositi FRCM. Esse possono essere utili al lettore per conoscere la vasta gamma di applicazioni possibili con questo tipo di materiali.

2.2.1 Applicazioni su strutture di muratura

2.2.1.1 Rinforzo di pannelli murari

La capacità portante a taglio e a pressoflessione di un maschio murario può essere incrementata applicando sulle superfici murarie il rinforzo con FRCM, che può prevedere la stesura del tessuto sia con continuità che per fasce.



Figura 2.1 – Rinforzo di pannelli murari con rete di basalto.

2.2.1.2 Rinforzo di volte e archi

Volte ed archi murari possono essere rinforzati applicando gli FRCM sia al loro estradosso che all'intradosso. In entrambi i casi l'obiettivo è quello di sopperire alla mancanza di resistenza a trazione dell'apparecchio murario contrastando l'apertura di cerniere.

Il rinforzo può essere disposto in modo continuo o per fasce, e può essere collegato alle murature d'ambito e alla volta stessa oltre che per adesione, con particolari connettori.

Quando è possibile, tale tipo di rinforzo viene comunque in genere abbinato alla costruzione di frenelli in murature di mattoni e all'inserimento di catene in acciaio.



Figura 2.2 – Rinforzo estradossale di volta in foglio mediante placcaggio diffuso con rete in fibra di basalto installata con malta a base di calce idraulica.



Figura 2.3 – Applicazione di fasce di tessuto metallico galvanizzato unidirezionale e malta per il rinforzo estradossale di volte murarie.



(a)



(b)

Figura 2.4 – (a) Rinforzo intradossale di volta a padiglione mediante placcaggio di fasce di tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza installate con malta a base di calce idraulica naturale; (b) Rinforzo estradossale di volte a crociera mediante placcaggio di fasce di tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza installate con malta a base di calce idraulica.



Figura 2.5 – Rinforzo intradossale di volta muraria con rete di fibra di vetro AR e malta.

2.2.1.3 Cordolature di piano e sommitali

Per aumentare i moltiplicatori di collasso associati a cinematismi di ribaltamento di macroelementi murari è possibile realizzare una cordolatura esterna realizzata con fasce di tessuto che cingono l'edificio.

È inoltre possibile realizzare dei cordoli sommitali in muratura armata inserendo nei giunti orizzontali di malta dei tessuti di rinforzo.



Figura 2.6 – Cordolature di piano realizzate con tessuti di PBO e acciaio.



Figura 2.7 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di acciaio.



Figura 2.8 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di vetro AR.

2.2.1.4 Confinamento di pilastri di muratura

La fasciatura di elementi sottoposti a compressione centrata o in presenza di piccole eccentricità permette di aumentare la duttilità dell'elemento ed aumentarne la capacità portante. Gli avvolgimenti possono essere realizzati in continuo o con fasce fra loro discontinue.



Figura 2.9 – Confinamento di pilastro di muratura con rete di vetro AR.

2.2.2 Applicazioni su strutture di calcestruzzo armato

2.2.2.1 Rinforzo a flessione di travi, pilastri e travetti di solaio

Il rinforzo a flessione viene eseguito applicando strisce di tessuto al lembo teso dell'elemento di cui si vuole incrementare la capacità flessionale. L'intervento consente inoltre la riduzione delle deformazioni sotto i carichi di servizio, anche se spesso in modo non sostanziale, e la limitazione degli stati fessurativi.



Figura 2.10 – Rinforzo flessionale di una trave e di un pilastro con rete di PBO.



Figura 2.11 – Rinforzo a flessione di trave mediante placcaggio con strisce di tessuto unidirezionale realizzate con rete di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza e malta cementizia.

2.2.2.2 Rinforzo a taglio di travi e pilastri

Il rinforzo a taglio viene realizzato applicando strisce di tessuto alla superficie dell'elemento di cui si vuole incrementare la resistenza. Il rinforzo può essere continuo, applicando ogni striscia di tessuto in adiacenza alla precedente, o discontinuo, intervallando con spazi vuoti le strisce di rinforzo. Inoltre il rinforzo può essere realizzato avvolgendo completamente la sezione o con una configurazione ad U, eventualmente utilizzando connettori.



Figura 2.12 – Rinforzo a taglio di una trave con rete di PBO.

2.2.2.3 Confinamento di pilastri

Come per le murature, la fasciatura di elementi sottoposti a compressione centrata o in presenza di piccole eccentricità permette di aumentare la duttilità dell'elemento ed aumentarne la capacità portante. Gli avvolgimenti possono essere realizzati in continuo o con fasce fra loro discontinue.



Figura 2.13 – Cerchiatura di pilastro mediante tessuto unidirezionale realizzato con rete di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza e malta cementizia.



Figura 2.14 – Confinamento di pilastro con tessuto metallico galvanizzato unidirezionale e malta.

2.2.2.4 Rinforzo di nodi trave-pilastro

La duttilità dei nodi travi-pilastri può essere incrementata avvolgendo in continuo le estremità degli elementi che vi convergono.



Figura 2.15 – Rinforzo di nodi travi-pilastro.



Figura 2.16 – Rinforzo di nodi travi-pilastro con tessuto metallico galvanizzato unidirezionale e malta.

2.2.2.5 Rinforzo di setti in calcestruzzo armato



Figura 2.17 – Rinforzo a taglio di setti di calcestruzzo armato.

2.2.2.6 Rinforzo di solai (antifondellamento)



Figura 2.18 – Rinforzo di un solaio (antifondellamento).



Figura 2.19 – Rinforzo di solaio (antifondellamento) con rete di fibra di vetro AR e malta.

2.2.2.7 Intervento antiribaltamento delle tamponature

Il collegamento delle tamponature al telaio strutturale può essere realizzato applicando la rete alla muratura di tamponamento e collegandola al telaio con dei connettori, oppure applicando strisce di tessuto a cavallo fra il telaio e la tamponatura.



Figura 2.20 – Rinforzo antiribaltamento di pareti con un sistema FRCM, costituito da rete di fibra di vetro, malta, promotore di adesione e fiocchi di fibra di vetro.



Figura 2.21 – Presidio antiribaltamento delle tamponature con diversi tipi di reti e connettori.

2.2.2.8 Rinforzo di ponti



Figura 2.22 – Rinforzo intradossale di un ponte ad archi in calcestruzzo con reti di PBO.

2.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL RINFORZO

Il tipico legame costitutivo tensione - deformazione di un sistema FRCCM in una prova di trazione monoassiale, è assimilabile ad una polilinea costituita da tre rami consecutivi (Figura 2.23), corrispondenti, nell'ordine, allo stadio di campione non fessurato (Stadio A), a quello in fase di fessurazione (Stadio B) e a quello fessurato (Stadio C).

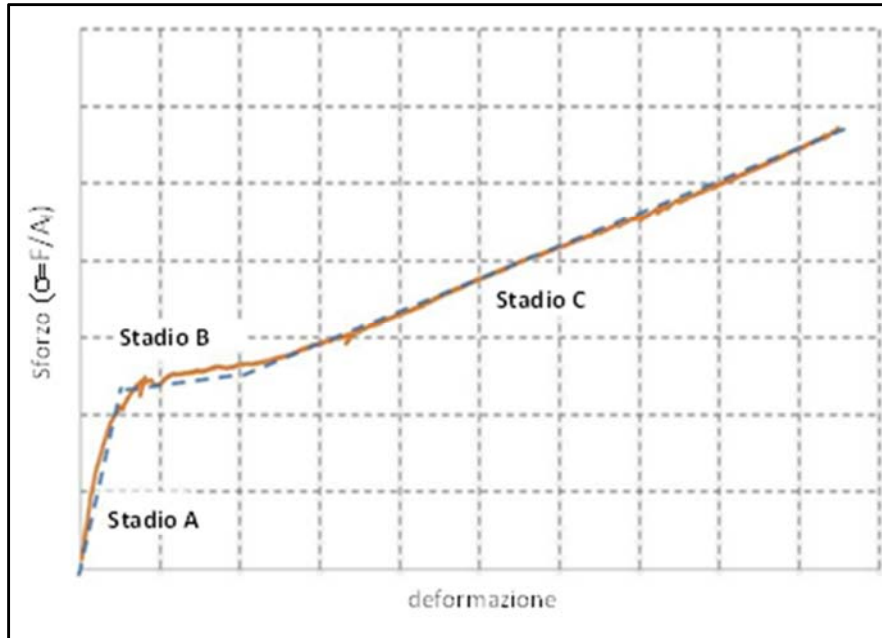


Figura 2.23 – Legame costitutivo tipo a trazione uniassiale di un provino di FRCCM (A_f area del tessuto secco).

Tale legame non è sufficiente a caratterizzare il comportamento meccanico di un sistema FRCCM, in quanto l'impiego di quest'ultimo come rinforzo di un elemento strutturale porta a dover considerare i molteplici meccanismi di crisi che possono verificarsi in seguito all'interazione substrato - rinforzo, di seguito elencati e descritti in Figura 2.24:

- il distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
- il distacco all'interfaccia matrice-supporto;
- il distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
- lo scorrimento del tessuto nella matrice;
- lo scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
- la rottura a trazione del tessuto.

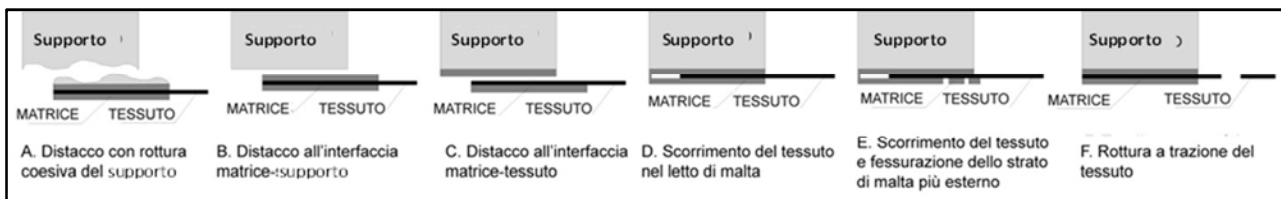


Figura 2.24 – Meccanismi di crisi.

Per questo motivo, è necessario che la caratterizzazione meccanica includa, oltre alla prova di trazione del sistema FRCCM e del tessuto secco, anche la prova di distacco dal supporto, ed eventuali altre prove appropriate, in relazione alle caratteristiche specifiche del sistema.

Ai fini delle presenti Istruzioni, i rinforzi FRCCM sono caratterizzati dalle seguenti proprietà meccaniche:

- a) tensione limite convenzionale, $\sigma_{lim,conv}$ (valore caratteristico), deformazione limite convenzionale, $\varepsilon_{lim,conv}$, come di seguito definite (entrambe le proprietà dipendono dal supporto);
- b) modulo di rigidezza a trazione del campione nello stadio A, se rilevabile (E_1 , valore medio);
- c) tensione ultima σ_u (valore caratteristico) e deformazione ultima ε_u (valore medio) del composito FRCCM a rottura per trazione;
- d) tensione ultima, $\sigma_{u,f}$ (valore caratteristico) del tessuto secco a rottura per trazione;
- e) modulo elastico E_f del tessuto secco (valore medio);
- f) deformazione ultima a trazione, $\varepsilon_{u,f}$, del tessuto secco ($\varepsilon_{u,f} = \sigma_{u,f} / E_f$);
- g) resistenza a compressione della matrice/malta, $f_{c,mat}$, caratteristica o nominale (quest'ultima assunta come caratteristica).

La definizione dei suddetti parametri di qualificazione rappresenta un contributo originale dei componenti dei due Gruppi di studio, del CNR e del MIT, conseguito attraverso un articolato lavoro di progressivo affinamento, cui hanno contribuito i risultati di un *round robin* promosso dal RILEM TC 250-CSM tra i laboratori di diverse Università europee.

Le tensioni sono riferite, per convenzione, all'area della sezione trasversale del tessuto secco (A_f), prescindendo cioè dalla presenza della matrice/malta.

Si definisce inoltre lo spessore equivalente, t_f , del sistema FRCCM fornito nella scheda tecnica del Fabbricante. Lo spessore equivalente di una rete di rinforzo nella direzione della trama (ordito) è il rapporto tra la grammatura dei soli fili/trefoli nella direzione della trama (ordito) ed il peso specifico delle fibre che sostituiscono la trama (ordito).

Nel caso di una rete avente, in trama e ordito, lo stesso numero e lo stesso tipo di fili/trefoli, lo spessore equivalente è uguale nelle due suddette direzioni. In casi differenti, lo spessore equivalente è diverso a seconda che si consideri la direzione della trama o dell'ordito.

3 CONCETTI BASILARI DEL PROGETTO DI RINFORZO E PROBLEMATICHE SPECIALI

3.1 UTILIZZO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE NEI PROBLEMI DI VERIFICA E PROGETTO

La tensione limite convenzionale $\sigma_{\text{lim,conv}}$, per uno specifico sistema FRCM, rappresenta la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali e come tale è dipendente dal tipo di supporto: essa corrisponde al valore caratteristico dei picchi della forza traente registrati durante le prove di distacco dal supporto (vedere Linea Guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di rinforzi in FRCM). La deformazione limite convenzionale è pari a $\varepsilon_{\text{lim,conv}} = \sigma_{\text{lim,conv}} / E_f$ (Figura 3.1).

L'utilizzo della deformazione limite convenzionale e della competente tensione limite convenzionale consente di progettare interventi di rinforzo FRCM evitando la verifica esplicita nei confronti del fenomeno di distacco dal supporto o di scorrimento delle fibre nella matrice in corrispondenza delle estremità del rinforzo, altrimenti necessaria nei casi in cui tale modalità di crisi sia possibile. Ciò accade, ad esempio, quando la sollecitazione nel sistema di rinforzo è massima alle estremità, situazione che si verifica usualmente negli interventi di rinforzo a flessione di travi o pilastri soggetti ad azioni orizzontali (tipicamente le azioni sismiche), oppure in quelli di rinforzo a taglio di travi di calcestruzzo armato.

Qualora, invece, il rinforzo possa essere esteso fino ad una significativa distanza dalla sezione maggiormente sollecitata, come ad esempio nel caso di rinforzo di pannelli murari sollecitati fuori dal piano oppure di travi di calcestruzzo armato, rinforzate all'intradosso per incrementarne la capacità flessionale nei confronti dei carichi gravitazionali, la crisi per distacco dal supporto, o quella di scorrimento delle fibre nella matrice, localizzata all'estremità del rinforzo è scongiurata.

Le suddette crisi, per distacco dal supporto o per scorrimento delle fibre all'interno della matrice, localizzate lungo l'elemento, o quella per rottura della rete, possono avvenire solo per valori di deformazione significativamente superiori alla deformazione limite convenzionale.

Ciò premesso, ai fini della presente Linea Guida, i valori dei parametri da impiegare nelle verifiche controllate dai fenomeni di estremità sono quelli limite convenzionali sopra definiti: $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$ e

$\sigma_{\text{lim,conv}}$.

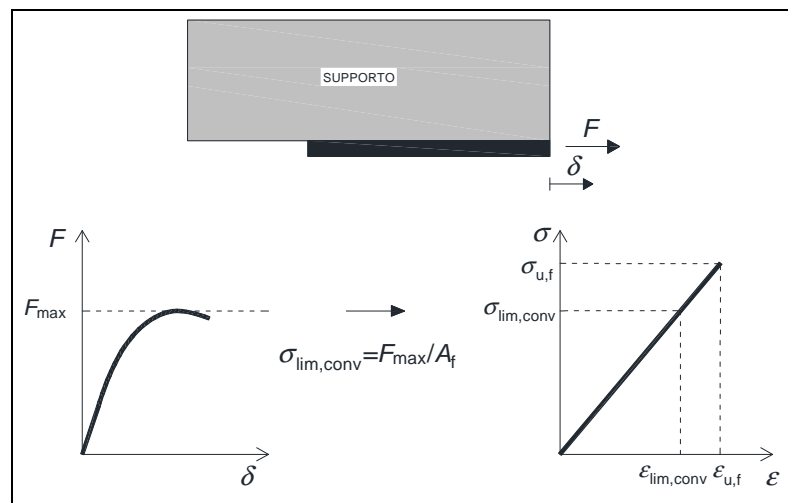


Figura 3.1- Determinazione della $\sigma_{\text{lim,conv}}$ e della $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$.

Nelle verifiche governate dagli stessi fenomeni, ma localizzati in zone intermedie, i valori da impiegare sono i seguenti: $\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \varepsilon_{\text{lim,conv}}$ e $\sigma_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)} = E_f \cdot \varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}$.

Il coefficiente di amplificazione α deve essere assunto pari a 1.5 per tutti i sistemi FRCM ad eccezione di quelli per i quali il punto di ordinata $\sigma_{\text{lim,conv}}$ ricada nello stadio A della curva media tensione-deformazione di cui sopra. Per questi ultimi si deve assumere $\alpha = 1.0$.

Valori di α superiori, rispettivamente, a 1.5 o a 1.0 sono possibili ma devono essere supportati da opportune prove sperimentali su elementi strutturali, come descritti nel § 9.

In ogni caso il valore di $\sigma_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}$ deve essere minore o al più uguale a σ_u . Ai valori di cui sopra vanno applicati i fattori parziali e di conversione di cui al paragrafo successivo.

Nelle situazioni governate dalla resistenza della rete (e/o tessuto) e non dalla capacità di adesione del rinforzo FRCM al supporto, o dallo scorrimento della rete all'interno della matrice, i valori da impiegare nel progetto sono la deformazione di rottura del tessuto secco e la competente la tensione di rottura: $\varepsilon_{u,f}$ e $\sigma_{u,f}$, cui vanno applicati i fattori parziali e di conversione di cui al paragrafo successivo.

Nel prosieguo, in alcuni casi, come in particolare per il confinamento, le formule predittive proposte sono state calibrate sulla deformazione ultima della rete secca, unico parametro di qualificazione dichiarato nei lavori scientifici che sono al momento disponibili in letteratura.

3.2 VALORI DI PROGETTO

Il valore di calcolo, X_d , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un sistema di rinforzo FRCM è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.1)$$

dove η è un opportuno fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali, X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione e γ_m è il fattore parziale corrispondente.

Quest'ultimo è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi vanno tenuti in conto gli effetti dei fattori ambientali attribuendo al fattore di conversione η , in mancanza di dati più specifici, i valori η_a esposti nella Tabella 3.1, qualunque sia la natura della rete.

Condizione di esposizione	η_a
Interna	0.90
Esterna	0.80
Ambiente aggressivo	0.70

Tabella 3.1 – Fattori di conversione ambientale.

Valori superiori, fino all'unità, sono possibili purché suffragati da specifiche prove di laboratorio eseguite dal Fabbricante nel rispetto dei principi generali indicati nel § 9, tenendo anche conto della fessurazione della matrice.

Per quanto attiene alle verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, previste per gli interventi su strutture di c.a., si deve tener conto del fenomeno della fatica statica come prescritto al § 5.1.2.

3.2.1 Verifica in caso di incendio

Nel caso di incendio la struttura rinforzata deve essere verificata in assenza di rinforzo: le azioni devono essere quelle previste per la combinazione quasi permanente della Normativa vigente; le capacità degli elementi devono essere calcolate con valori unitari dei fattori parziali dei materiali.

4 RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE

Il rinforzo delle strutture in muratura rappresenta una delle applicazioni più importanti per i sistemi FRCM. Tali rinforzi possono essere estesi all'intera superficie dell'elemento murario o essere applicati a strisce di ampiezza sufficiente a contenere opportunamente la sollecitazione tangenziale all'interfaccia muratura - rinforzo.

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte nei confronti del solo stato limite ultimo come di seguito indicato.

Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRCM non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per le azioni sismiche.

4.1 RINFORZO DI PARETI SOLLECITATE NEL PROPRIO PIANO

Per migliorare la capacità portante di pareti sollecitate nel proprio piano si possono utilizzare rinforzi FRCM. Nei casi di muratura con caratteristiche meccaniche scadenti, quali ad esempio le murature a sacco, è necessario affiancare all'intervento di rinforzo con composito FRCM altri tipi di intervento allo scopo di assicurare la compagine interna della parete e permettere il corretto trasferimento degli sforzi al rinforzo FRCM.

I paragrafi seguenti riportano indicazioni per il progetto e/o la verifica di interventi di rinforzo a taglio e a pressoflessione di pareti murarie nel proprio piano.

4.1.1 Capacità a taglio

Allo scopo di incrementare la portanza a taglio di pareti sollecitate nel proprio piano, si può prevedere l'applicazione di rinforzi FRCM disposti preferibilmente in modo simmetrico sulle due facce, ed estesi solitamente all'intera loro superficie con le fibre preferibilmente dirette nelle direzioni verticale e orizzontale. Ai fini del progetto del rinforzo a taglio si considera l'area delle fibre disposte parallelamente alla forza di taglio; in ogni caso, per garantire l'efficacia di tale rinforzo, anche a seguito di fessurazione, è consigliabile prevedere anche fibre disposte ortogonalmente.

La resistenza a taglio della parete rinforzata ($V_{t,R}$) è calcolata come somma del contributo della muratura non rinforzata (V_t), valutato in accordo con la Normativa vigente per le pareti non rinforzate che vanno in crisi per taglio trazione, e di quello del rinforzo ($V_{t,f}$).

Quest'ultimo è valutato con la relazione seguente:

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

dove:

– γ_{Rd} è un fattore parziale di modello cui si attribuisce valore 2, allo stato delle attuali conoscenze;

- n_f è il numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;
- t_{vf} è lo spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;
- ℓ_f è la dimensione di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, ed in ogni caso non può essere assunta superiore alla dimensione H della parete (Figura 4.1).

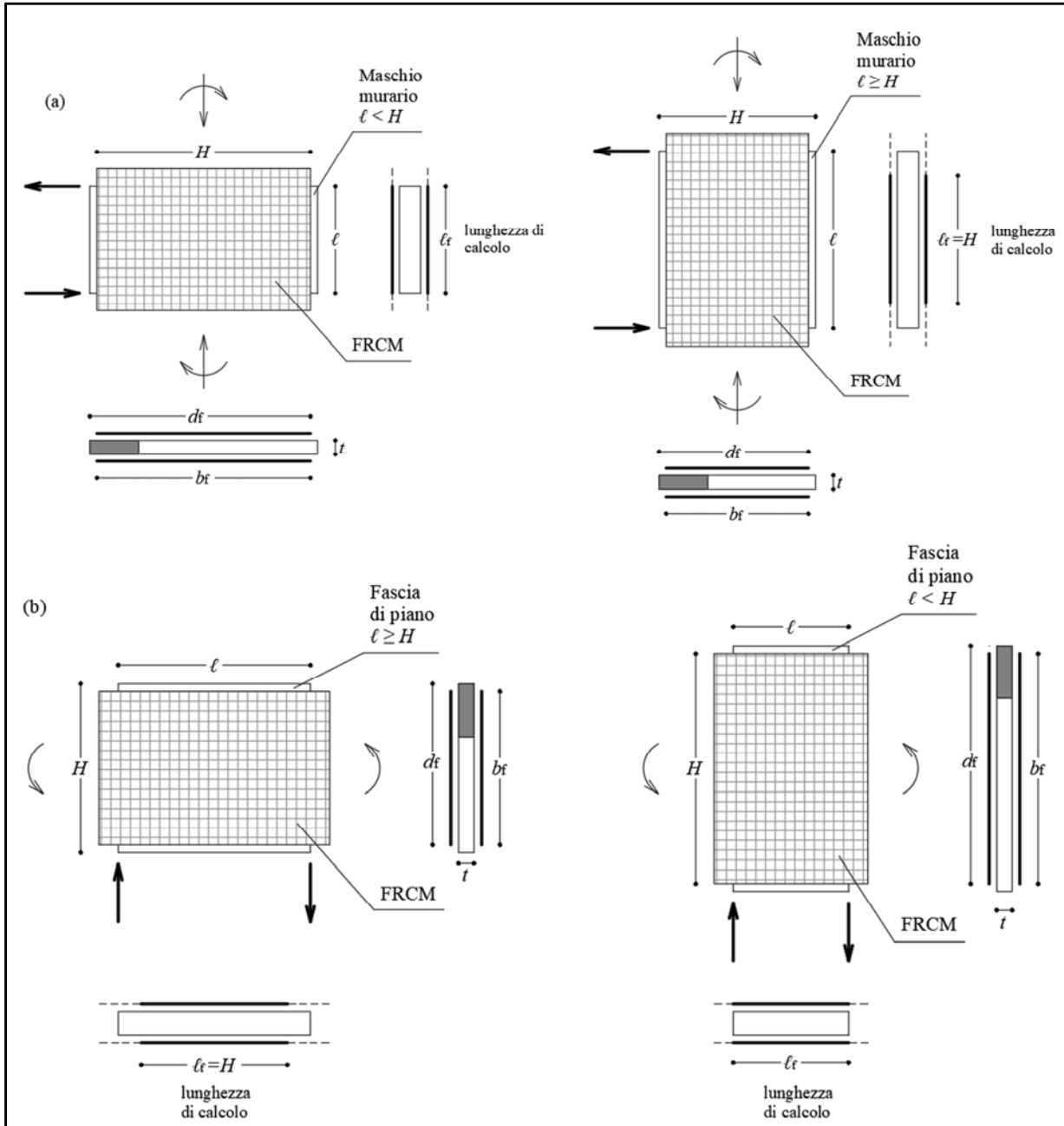


Figura 4.1 - Rinforzo con FRCM di pannelli sollecitati nel piano: (a) rinforzo di un maschio murario; (b) rinforzo di una fascia di piano.

Il prodotto $n_f \cdot t_{vf} \cdot \ell_f$ rappresenta l'area della sezione equivalente del rinforzo efficace a taglio, disposto in direzione parallela alla forza di taglio, che interseca una lesione a taglio inclinata di 45° . Di qui la limitazione $\ell_f \leq H$.

Il valore della ε_{fd} è ricavato dalla $\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$ per il tramite della (3.1). Il coefficiente α_t tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre quando sollecitate a taglio. In mancanza di comprovati risultati sperimentali, ad esso può essere assegnato il valore 0.80.

In presenza di rinforzo su un solo lato della parete, il contributo $V_{t,f}$ deve essere ridotto almeno del 30% e devono essere applicati connettori che rendano solidale il rinforzo alla parete.

In presenza di fibre ortogonali alla direzione del taglio ed efficacemente ancorate deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore di schiacciamento diagonale della muratura:

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

dove:

- t è lo spessore della parete;
- f_{md} è la resistenza a compressione di progetto della muratura;
- d_f è la distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo FRCM (fibre ortogonali alla direzione del taglio - Figura 4.1).

Nella (4.1b) intervengono esclusivamente le proprietà della muratura non rinforzata in quanto il rinforzo FRCM non contribuisce alla resistenza a compressione della muratura.

In maniera semplificata, il calcolo della capacità della muratura rinforzata può essere effettuato incrementando forfettariamente, mediante opportuni coefficienti moltiplicativi, il parametro tensionale della resistenza media a taglio della muratura non rinforzata in assenza di tensioni normali. Tali coefficienti amplificativi, utilizzabili solo per spessori di muratura non superiori a 400 mm, nel caso di rinforzi disposti simmetricamente sull'intera superficie delle due facce delle pareti e soddisfacenti la limitazione $\sigma_{u,f} t_f \geq \bar{q}_{u,f}$, sono esposti nella Tabella 4.1.

Tipo di muratura	Coefficiente correttivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.0	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	1.3	44.60

Tabella 4.1 - Coefficienti correttivi delle proprietà meccaniche della muratura rinforzata.

I valori esposti in Tabella 4.1 sono stati desunti da prove eseguite in laboratorio, senza tener conto delle condizioni di esposizione di cui alla Tabella 3.1. Pertanto i risultati da essi ottenuti devono es-

sere opportunamente ridotti, moltiplicandoli per il fattore η_a di Tabella 3.1 corrispondente alla competente condizione di esposizione.

Nei casi in cui tali riduzioni comportino dei coefficienti correttivi prossimi all'unità, incrementi superiori possono essere conseguiti con l'utilizzo della (4.1a) o con i risultati di un'opportuna campagna sperimentale condotta come indicato al § 9.

4.1.2 Capacità a pressoflessione

Allo scopo di incrementare la portanza a pressoflessione nel piano di pannelli murari può essere prevista l'applicazione di rinforzi FRCM in cui siano presenti fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento strutturale. I rinforzi sono applicati preferibilmente su entrambe le facce del pannello, ricoprendone di solito la quasi totalità della superficie (Figura 4.1).

Rinforzi così disposti incrementano il momento resistente di calcolo di una sezione del pannello solo se sono efficacemente ancorati. Si intendono efficacemente ancorati rinforzi prolungati almeno di 300 mm a partire dalla sezione di verifica oppure connessi alla muratura per mezzo di idonei dispositivi.

Il momento resistente associato ad un assegnato sforzo normale N_{sd} di compressione, $M_{Rd}(N_{sd})$, può essere calcolato assumendo come valide le seguenti ipotesi:

- conservazione della planarità delle sezioni rette;
- perfetta aderenza tra rinforzo FRCM e supporto.

Il legame costitutivo $\sigma-\varepsilon$ della muratura per stati tensionali monoassiali può essere schematizzato come segue:

- trazione: resistenza nulla;
- compressione: comportamento lineare fino alla resistenza di progetto, f_{md} , cui compete il valore $\bar{\varepsilon}_m$ della deformazione; tensione nulla per deformazioni maggiori a quella ultima, ε_{mu} ; tensione costante, pari a f_{md} , per deformazioni comprese nell'intervallo $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$.

In assenza di dati sperimentali la deformazione ultima di progetto, ε_{mu} , può essere assunta pari a 3.5‰.

Il legame costitutivo $\sigma-\varepsilon$ del rinforzo per tensioni di trazione è elastico lineare fino alla deformazione limite ε_{fd} ottenuta dalla 3.1 a partire dalla deformazione convenzionale $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento intermedio ovvero a partire dalla deformazione convenzionale $\varepsilon_{lim,conv}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento di estremità. Il modulo elastico del rinforzo è E_f come definito al paragrafo 2 (tessuto secco). Il rinforzo è privo di rigidità e di resistenza a compressione. Pertanto nel caso in cui l'asse neutro tagli la sezione del rinforzo, questa viene suddivisa dall'asse neutro stesso in due parti di cui una tesa ed una non reagente.

La verifica è soddisfatta se:

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

essendo M_{Sd} e M_{Rd} rispettivamente i momenti di calcolo, sollecitante e resistente, quest'ultimo valutato in funzione del concomitante sforzo normale di calcolo, associato a M_{Sd} .

Non appare superfluo ribadire che la distanza della sezione estrema, in cui è richiesto il contributo del rinforzo FRCCM, dai bordi del pannello rinforzato deve essere almeno pari a quella di ancoraggio, sopra indicata (vedere anche § 6), salvo l'adozione di idonei dispositivi di ancoraggio.

Nell'Appendice 1 sono riportate le formule predittive per la valutazione di $M_{Rd}(N_{Sd})$ nelle diverse situazioni di crisi.

4.2 RINFORZO DI PARETI FUORI DEL PIANO

I rinforzi con FRCCM sono spesso utilizzati per migliorare la resistenza dei pannelli murari alle azioni fuori dal piano, tipicamente nel caso di azioni di tipo sismico.

Con riferimento ad una striscia di muratura di larghezza unitaria (sviluppo lineare) la verifica a flessione dell'elemento rinforzato, sia in direzione verticale (tipicamente) che orizzontale, è soddisfatta se risulta soddisfatta la relazione (4.2), essendo però M_{Sd} e M_{Rd} rispettivamente i momenti specifici di calcolo, sollecitante e resistente, riferiti cioè alla striscia di lunghezza unitaria.

Il valore del momento resistente specifico, M_{Rd} , della sezione di muratura rinforzata è esprimibile in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito FRCCM, dello spessore t , della parete, del valore del concomitante sforzo normale specifico di calcolo, associato a M_{Sd} . Il pannello soggetto ad azioni sismiche fuori dal piano presenta tipicamente momento massimo al centro del pannello e sollecitazioni trascurabili alle estremità. In questo caso, pertanto, la modalità di crisi da distacco dall'estremità non si instaura e la deformazione massima che può raggiungere il rinforzo è significativamente superiore.

Il momento resistente specifico, M_{Rd} , può essere calcolato assumendo come valide le ipotesi già richiamate nel paragrafo 4.1.2, nonché la relazione seguente:

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

essendo M_{0d} il momento specifico di progetto della sezione muraria non rinforzata, M_{1d} quello della sezione rinforzata e γ_{Rd} è un fattore parziale di modello cui si attribuisce il valore 2, allo stato delle attuali conoscenze.

Deve essere inoltre verificato che il valore del taglio sollecitante specifico, V_{sd} , nella concomitante condizione di carico, non ecceda in alcuna sezione quello resistente:

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

essendo f_{vd} la resistenza di progetto a taglio della muratura non rinforzata, valutata in accordo con la Normativa vigente, in funzione della tensione normale media calcolata come rapporto tra il risultante degli sforzi di compressione e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo compresso e l'asse neutro, y_n .

Il momento resistente della sezione rinforzata è determinato considerando la deformazione di progetto, ϵ_{fd} , ottenuta dalla 3.1 a partire dalla deformazione convenzionale $\epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento intermedio ovvero a partire dalla deformazione convenzionale $\epsilon_{lim,conv}$ nel caso in cui la modalità di crisi attesa sia per distacco o scorrimento di estremità. Tale deformazione va moltiplicata per il modulo di rigidezza E_f ($\epsilon_{fd} \cdot E_f = \sigma_{fd}$). Non si deve tener conto del composito FRCCM compresso.

La distanza della sezione estrema, in cui è richiesta la presenza del rinforzo FRCCM, dai bordi del pannello rinforzato deve essere almeno pari a quella di ancoraggio (vedere § 6), sempre che non siano previsti idonei dispositivi di ancoraggio.

4.3 REALIZZAZIONE DI CORDOLI SOMMITALI

Tra le tecniche di rinforzo delle strutture murarie sono da annoverare i cordoli sommitali realizzati con muratura armata mediante sistemi FRCCM Essi sono applicati sulla superficie orizzontale in corrispondenza dei giunti di malta tra i filari degli elementi lapidei o di laterizio (Figure 2.7 e 2.8). Il tessuto FRCCM è disposto in più strati allo scopo di fornire resistenza a trazione e a flessione del cordolo, senza variazione significativa della rigidità della muratura. Il cordolo, in generale, è realizzato per tutto lo spessore della muratura e il sistema di rinforzo FRCCM è applicato per il medesimo spessore.

La resistenza a trazione del cordolo di altezza H e larghezza b può essere stimata come segue:

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

dove:

- n_f : è il numero degli strati di rinforzo disposti nel cordolo;
- b_f : è la larghezza della sistema FRCCM disposto nel giunto di malta, pari alla larghezza del cordolo;
- $\varepsilon_{fd} \cdot E_f = \sigma_{fd}$.

Il prodotto: $n_f \cdot t_f \cdot b_f$ è l'area della sezione equivalente del rinforzo disposto nel cordolo. Il valore della ε_{fd} è ricavato dalla $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$ per il tramite della (3.1), tenendo bene in conto le prescrizioni sullo ancoraggio (§6), già evidenziate nei precedenti paragrafi.

La resistenza a trazione del cordolo può essere messa in conto nella verifica dei meccanismi locali di collasso a condizione che, in corrispondenza degli incroci o degli angoli fra le pareti, venga osservata una sovrapposizione del tessuto di rinforzo pari a tutto lo spessore del cordolo e comunque non inferiore a 300 mm, adottando, ove possibile, soluzioni di ancoraggio la cui efficacia sia supportata da idonee campagne sperimentali (§ 9). Inoltre, il trasferimento dello sforzo di trazione del cordolo alla muratura sottostante deve essere garantito per mezzo di idonee impernature verticali.

La resistenza a flessione del cordolo in muratura armata con sistemi FRCCM per azioni fuori dal piano o nel piano della parete, può essere stimata assumendo le medesime ipotesi richiamate al §4.2.

Ai fini della verifica, quindi, la condizione limite si ottiene o per raggiungimento della deformazione di progetto (ε_{fd}) del rinforzo FRCCM o per raggiungimento della deformazione ultima (ε_{mu}) della muratura a compressione in direzione orizzontale. Una volta individuata la posizione della fibra neutra mediante l'equazione di equilibrio alla traslazione in direzione ortogonale alla sezione retta, particolarizzata alla pertinente regione di rottura, è agevole calcolare, sulla base delle ipotesi sopra richiamate, la resistenza a flessione del cordolo.

4.4 CONFINAMENTO DI COLONNE DI MURATURA SOLLECITATE A COMPRESSIONE CENTRATA

Il confinamento con FRCCM di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un rivestimento continuo di composito a matrice inorganica, le cui fibre siano prevalentemente disposte in direzione ortogonale all'asse dell'elemento, in modo da contrastarne la dilatazione trasversale e conferire alla colonna un benefico stato di compressione triassiale. La lunghezza di sovrapposizione della rete è consigliata per al-

meno un quarto della circonferenza/perimetro della sezione trasversale e comunque per non meno di 300mm. Nel caso di utilizzo di reti di acciaio si rinvia a quanto più specificamente indicato nel § 6. Interventi di confinamento sono praticabili sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un miglioramento statico o sismico della struttura di appartenenza. Il confinamento con FRM deve essere realizzato ricoprendo interamente la superficie dell'elemento da rinforzare.

La verifica dell'elemento confinato, soggetto a compressione centrata, consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

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

essendo N_{Sd} il valore di progetto dell'azione assiale sollecitante (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza dell'elemento confinato.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rmc,d}$, è definita come segue:

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

dove il simbolo A_m rappresenta l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato, f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata e f_{mcd} è il valore di progetto della resistenza a compressione della muratura confinata.

Alla resistenza di progetto, f_{mcd} , di un elemento confinato soggetto alla pressione f_1 di confinamento, di seguito definita e limitata dalle prestazioni meccaniche della matrice, il cui danneggiamento influenza l'efficacia dell'interazione con le fibre di rinforzo, contribuisce soltanto una quota parte di quest'ultima, $f_{1,eff}$, detta "pressione efficace di confinamento" che dipende dalle caratteristiche della colonna di muratura:

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

dove k' è un coefficiente (adimensionale) di incremento della resistenza ed α_1 è un esponente al quale, in mancanza di comprovati risultati sperimentali, può essere assegnato il valore 0.5.

Il valore del coefficiente di incremento della resistenza k' può essere stabilito sulla base di risultati sperimentali ottenuti su provini di muratura dalle caratteristiche analoghe a quelle della muratura da confinare. In alternativa, è possibile avvalersi della seguente relazione:

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

essendo g_m la densità di massa della muratura espressa in kg/m^3 ed α_2 e α_3 coefficienti ai quali cautelativamente può essere attribuito il valore 1.0, in mancanza di risultati sperimentali che giustifichino assunzioni diverse.

4.4.1 Confinamento di colonne circolari

Nel caso di colonne circolari di diametro D , confinate con n_f strati di rinforzo, aventi spessore equivalente delle fibre nella direzione ortogonale all'asse dell'elemento t_f e la cui matrice sia carat-

terizzata da un valore $f_{c,mat}$ della resistenza caratteristica a compressione, la pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, può essere calcolata come:

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

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

essendo f_l la pressione di confinamento, k_H il coefficiente di efficienza orizzontale, da assumersi per le colonne circolari rivestite con continuità pari a 1, e $\varepsilon_{ud,rid}$ la deformazione di calcolo del composito FRCM, appresso definita. Quest' ultima è assunta pari a:

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

con:

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

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

essendo t_{mat} lo spessore complessivo del rinforzo FRCM e k_{mat} il coefficiente adimensionale di efficacia del confinamento che tiene conto della presenza della matrice inorganica.

In mancanza di risultati sperimentali che giustifichino assunzioni diverse, il coefficiente α_4 può essere assunto pari a 1.81.

4.4.2 Confinamento di colonne rettangolari

Il confinamento mediante FRCM di elementi a sezione quadrata o rettangolare consente di conseguire solo modesti incrementi della resistenza a compressione. Applicazioni di questo genere devono pertanto essere attentamente vagliate ed analizzate.

In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino l'efficacia, non va considerato l'effetto del confinamento esterno su sezioni rettangolari (Figura 4.2) per le quali $b/h > 2$ essendo b la dimensione maggiore ed h la dimensione minore della sezione.

Prima dell'applicazione del sistema FRCM è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione localizzate in corrispondenza degli stessi, che potrebbero provocare una rottura prematura del sistema.

Il raggio di curvatura dello spigolo deve soddisfare la seguente limitazione:

$$r_c \geq 20mm \quad (4.15)$$

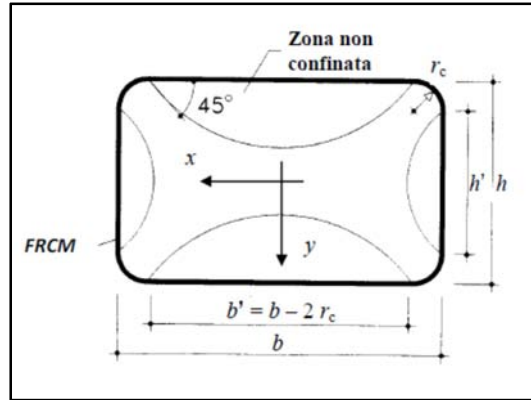


Fig. 4.2 - Confinamento di colonne rettangolari.

Nel caso di confinamento di colonne mediante reti di acciaio, tale prescrizione sul raggio di curvatura può essere disattesa, come indicato nel § 6. Il dispositivo di piegatura da utilizzare deve essere indicato nel manuale di installazione fornito dal Fabbrikante.

Possono essere utilizzate le formule già introdotte per le sezioni circolari, con le sole seguenti varianti:

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

$$D = \text{diagonale della sezione rettangolare o quadrata.} \quad (4.17)$$

4.5 STRUTTURE A SEMPLICE E DOPPIA CURVATURA

L'impiego di sistemi di rinforzo FRCM è in grado di migliorare il comportamento delle strutture a semplice e doppia curvatura, contrastando l'insorgere di possibili meccanismi di collasso.

Un principio che va tenuto presente nel rinforzo di elementi strutturali con tecnologia FRCM è che questi materiali, a differenza di altri sistemi di rinforzo, possono godere di qualche significativa proprietà di duttilità in trazione, legata alla presenza del tratto semiduttile del legame costitutivo a trazione (Figura 2.23, Stadio B), sempre che tale tratto abbia un'estensione non trascurabile, come meglio sarà chiarito nel prosieguo. Pertanto accoppiando il rinforzo duttile ad un materiale in cui l'allungamento si determina per effetto del distacco tra due interfacce, l'elemento risultante è dotato dello stesso carattere di duttilità del rinforzo, purché questo sia in grado di tollerare il relativo sforzo senza perdere la solidarietà con il supporto murario. La possibilità di conferire un comportamento duttile al sistema a livello strutturale si traduce in un aumento della capacità resistente e in un miglioramento qualitativo complessivo, tenendo presente della necessità di un affidabile modello di verifica della integrità del rinforzo e della connessione rinforzo-struttura.

Per non compromettere la duttilità della struttura, la verifica della solidarietà del rinforzo al supporto murario va fatta in relazione allo sforzo di trazione massimo che si può affidare al rinforzo, da valutare relativamente al valore della tensione che determina la transizione dallo stadio A allo stadio B (tratto semiduttile) del diagramma in Fig. 2.23.

Tale tensione (caratteristica) non è inserita tra i parametri di qualificazione elencati nella Linea Guida Ministeriale. Tuttavia è agevolmente ricavabile dai risultati delle prove di qualificazione e per valutazioni preliminari è approssimabile a

$$\sigma_o = \sigma_{u,f} / \beta_o \quad (\beta_o = 1.8 \div 2.2). \quad (4.18)$$

Ai fini della verifica del legame al supporto, si assume agente da entrambi i lati dell'elemento di rinforzo uno sforzo pari a $N_o = \sigma_o \cdot A_f$, dove A_f è l'area complessiva della rete secca e σ_o è il valore caratteristico della suddetta tensione.

Nel caso di superficie curva, la curvatura produce una tensione di distacco σ_{r0} (Fig. 4.3) all'interfaccia tra rinforzo e muratura, e tra la rete e la matrice, che deve risultare inferiore alla resistenza a trazione minima σ_{rt} tra quella della matrice e del supporto, per cui occorre verificare:

$$\sigma_{r0} = \frac{N_o}{rb} \leq \frac{\sigma_{rt}}{\gamma_{rt}}, \quad (4.19)$$

dove σ_{rt} è un valore caratteristico e γ_{rt} un fattore parziale, da assumersi uguale ad 1.5.

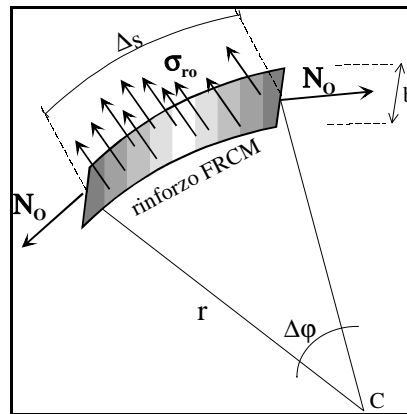


Fig. 4.3 - Elemento di rinforzo applicato all'intradosso e tensione radiale di distacco.

Assunta verificata la (4.19), va poi eseguita la verifica di tenuta del rinforzo in relazione ai carichi applicati. Con riferimento all'equilibrio di un elemento di arco, per l'interfaccia tra il rinforzo e l'elemento murario, va verificato che (vedere Cap. 13, Appendice 2):

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

dove:

- τ_r è la sollecitazione tangenziale all'interfaccia
- σ_r è la sollecitazione ortogonale all'interfaccia.

4.5.1 Strutture a singola curvatura

La analisi della capacità statica delle strutture murarie può effettuarsi con pari efficacia sia attraverso l'esame di modi di collasso (metodo cinematico) che attraverso la ricerca dei percorsi di equilibrio ammissibile (metodo statico). Va rilevato che, se le due procedure sono attuate con tutta la necessaria precisione, i risultati ottenuti sono del tutto equivalenti. Diverso è il caso in cui uno dei procedimenti o entrambi siano applicati in maniera approssimata in quanto, in tal caso, il metodo statico produce sempre un risultato a vantaggio di sicurezza e quindi è del tutto affidabile, mentre il metodo cinematico è più delicato perché produce risultati a svantaggio di sicurezza, a meno che i cinematismi di riferimento non siano selezionati molto accuratamente.

4.5.1.1 Verifica e identificazione del rinforzo mediante l'approccio cinematico

Il collasso dei sistemi strutturali a singola curvatura può essere ricondotto alla formazione di cerniere unilaterali che nascono a causa della limitata resistenza a trazione della muratura, producendo l'innescò di un meccanismo cinematico.

Considerato che le cerniere unilaterali in assenza di resistenza a trazione non producono dissipazione di energia, tale meccanismo si traduce in un collasso della struttura se i carichi agenti compiono un lavoro maggiore di zero.

La condizione di collasso, che si verifica quando il lavoro dei carichi agenti è maggiore di zero, può essere valutata sulla base degli spostamenti dedotti da diagrammi costruiti con la teoria delle catene cinematiche.

Se il grado di sicurezza nei confronti del collasso cinematico non è adeguato, è possibile contrastare la formazione dei meccanismi cinematici più pericolosi predisponendo all'intradosso o all'estradosso dei rinforzi di materiale FRCC in posizione tale da impedire la libera apertura delle cerniere unilaterali coinvolte. In tal modo resta limitata la possibilità di formazione dei cinematismi più pericolosi col conseguente incremento del grado di sicurezza.

Ammissa la affidabilità del legame tra rinforzo e struttura, se si attivano cerniere in corrispondenza del rinforzo, per ogni cerniera andrà considerato un lavoro pari al valore dello sforzo limite N_0 per lo spostamento relativo tra i lembi della fessura associata alla cerniera, sempre che il tratto semiduttile abbia un'estensione tale da consentire al rinforzo FRCC di subire il competente allungamento permanendo nello stadio B. Il verificarsi di tale circostanza è condizione necessaria per l'applicabilità dell'approccio cinematico.

4.5.1.2 Verifica e identificazione del rinforzo mediante l'approccio statico

Una alternativa al metodo sopra illustrato consiste nel verificare la possibilità della struttura di equilibrare i carichi applicati senza violare le proprietà resistenti del materiale di cui è costituita. Per strutture a semplice curvatura, quali archi mono- o pluri-arcate, o anche volte assimilabili ad una sequenza di archi tra loro in qualche modo collaboranti, quali ad esempio le volte a botte, si può fare riferimento ad un sistema isostatico equivalente in cui le caratteristiche di sollecitazione dipendono da un numero di interazioni iperstatiche scelte in modo opportuno, secondo i metodi consolidati della teoria delle strutture.

Considerando che si è assunta nulla la resistenza a trazione della muratura, la struttura può tollerare i carichi applicati senza collassare se è possibile graduare le iperstatiche in modo tale che la risultante degli sforzi ricada all'interno della sezione retta della struttura (arco, piedritti, ecc.), ovvero se la curva delle pressioni, costruita come la curva funicolare di carichi e reazioni vincolari, risulta ovunque interna al profilo della struttura.

Se la verifica di stabilità sopra menzionata ha dato invece esito negativo, identificata quindi una linea delle pressioni "non ammissibile", la stabilità della struttura può essere assicurata predisponendo il rinforzo all'intradosso e/o all'estradosso in modo da coprire tutta la estensione della arcata lungo la quale la linea delle pressioni sfiora dal profilo della struttura.

Una volta disposto il rinforzo e recuperata quindi la ammissibilità della linea delle pressioni, resta da verificare che la muratura e il rinforzo siano in grado di tollerare con sicurezza i rispettivi sforzi. A tale scopo occorre individuare le sezioni più sollecitate, come quella corrispondente alla posizione della massima distanza della linea delle pressioni dalla linea media della struttura a curvatura, che risulta sollecitata a compressione eccentrica e taglio come illustrato in Fig. 4.4, dove N è lo sforzo normale nella situazione di verifica e T il relativo sforzo di taglio; N_m è la risultante delle compressioni nella muratura mentre N_f è lo sforzo di trazione nel rinforzo.

Le relative verifiche di resistenza saranno effettuate secondo i metodi e i criteri esposti nel paragrafo 4.2 integrati con quanto illustrato in Cap. 12 Appendice 1.

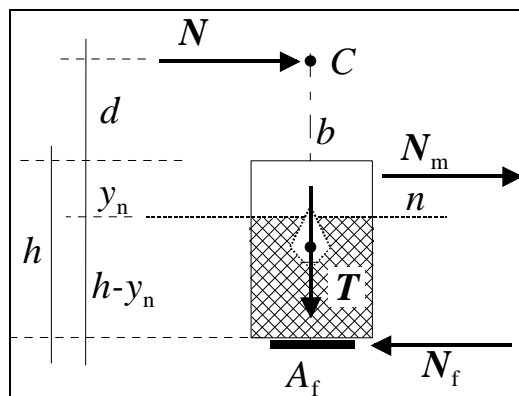


Figura 4.4 - Sezione retta di verifica.

4.5.2 Volte a botte

Le strutture a semplice curvatura, quali le volte a botte, possono riguardarsi come costituite da una sequenza di arcate parallele, e pertanto possono essere rinforzate e verificate con le stesse modalità riportate nei paragrafi precedenti. Al fine di assicurare la compattezza del sistema strutturale è opportuno predisporre anche rinforzi longitudinali lungo la direzione delle generatrici della volta. La densità del rinforzo deve essere adeguata a preservare la diffusione dell'effetto di rinforzo su tutta la muratura costituente la volta, e pertanto è bene che l'interasse p_f tra i rinforzi risponda alla seguente relazione:

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

dove:

- b è lo spessore della volta
- b_f è la larghezza dei rinforzi adottati.

4.5.3 Strutture a doppia curvatura

La caratterizzazione del collasso delle strutture a doppia curvatura in generale coinvolge cinematici di non semplice identificazione, e per i quali quindi si deve preferire effettuare la valutazione del beneficio del rinforzo verificando la ammissibilità delle soluzioni equilibrate in termini di tensioni e/o di sforzi interni.

Di massima lo studio della statica di una volta in muratura, per la quale è sempre prudente assumere che il materiale non possa sostenere un regime di trazione, si può eseguire tramite la identificazione

di una membrana delle pressioni che svolge lo stesso ruolo della linea delle pressioni nel caso delle strutture a curvatura singola.

5 RINFORZO DI STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO

Si esaminano di seguito gli interventi di rinforzo, sia a flessione che a taglio, di elementi di conglomerato cementizio armato, nonché di confinamento di elementi, sempre di c.a., prevalentemente compressi. Le formule predittive suggerite, atteso l'attuale stato delle conoscenze, sono proposte unicamente per il rinforzo di elementi strutturali con deficienze nei confronti dei carichi gravitazionali. Nei confronti delle azioni sismiche, e limitatamente agli elementi strutturali che possono essere interessati dalle sollecitazioni da esse indotte, deve essere effettuata, e risultare soddisfatta, una verifica in assenza di rinforzo: le azioni devono essere quelle previste per la combinazione quasi permanente della Normativa vigente; le capacità degli elementi devono essere calcolate con valori unitari dei fattori parziali dei materiali.

Per le applicazioni in cui gioca l'aderenza al supporto, la resistenza media a compressione del calcestruzzo non deve essere inferiore a 15 N/mm^2 .

Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRCM non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato.

5.1 RINFORZO A FLESSIONE

Sono previste sia verifiche in esercizio che allo stato limite ultimo.

5.1.1 Verifica allo SLU

Con riferimento ad un elemento inflesso rinforzato, la verifica allo S.L.U. è soddisfatta se:

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

essendo M_{Sd} e M_{Rd} , rispettivamente, i momenti di calcolo, sollecitante e resistente.

Il valore del momento resistente, M_{Rd} , dell'elemento inflesso rinforzato è esprimibile in funzione delle caratteristiche meccaniche del conglomerato, dell'acciaio delle armature preesistenti e del composito FRCM, assumendo come valide le seguenti ipotesi:

- (i) conservazione della planarità delle sezioni rette;
- (ii) perfetta aderenza tra rinforzo FRCM e supporto.

Non sono ammesse deformazioni del conglomerato compresso superiori a 0.0035.

Il momento resistente di calcolo va computato considerando come limite di deformazione ε_{fd} ottenuta dalla 3.1. Non si deve tener conto del composito FRCM compresso.

Deve essere altresì effettuata la verifica del rinforzo nei confronti dei fenomeni di estremità di distacco dal supporto o di scorrimento delle fibre all'interno della matrice. Quest'ultima verifica si ritiene soddisfatta se, in assenza di opportuni dispositivi meccanici, la tensione di trazione che sollecita il rinforzo, nella sezione a partire dalla quale il rinforzo stesso è necessario per incrementarne il momento resistente, non è maggiore di $\sigma_{fd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$, senza alcuna amplificazione della deformazione $\varepsilon_{lim,conv}$, da cui la ε_{fd} è ricavata per il tramite della (3.1), ed inoltre la distanza della suddetta sezione dai bordi dell'elemento inflesso rinforzato è almeno pari a quella di ancoraggio (vedere § 6). Per la valutazione della tensione nelle fibre, da confrontare con la σ_{fd} , può essere opportuno appli-

care la regola della traslazione del diagramma del momento flettente.

5.1.2 Verifica allo SLE

Sotto i carichi di esercizio la tensione massima nell'acciaio delle armature tese non può eccedere l'80% della corrispondente tensione di progetto.

Inoltre, in mancanza di analisi più dettagliate, allo scopo di tener conto degli effetti dovuti al fenomeno della fatica statica ed allo stato delle attuali conoscenze, è suggerito che la massima tensione di trazione nel rinforzo FRCM non ecceda il valore esposto nella Tabella 5.1 in funzione del tipo di fibra.

Tipo di Fibra					
UHTSS	Vetro AR	Arammide	Basalto	Carbonio	PBO
$0.55 \sigma_{u,f}$	$0.20 \sigma_{u,f}$	$0.30 \sigma_{u,f}$	$0.20 \sigma_{u,f}$	$0.55 \sigma_{u,f}$	$0.30 \sigma_{u,f}$

Tabella 5.1 – Limite superiore della tensione di trazione nel rinforzo FRCM per carichi di lunga durata.

5.2 RINFORZO A TAGLIO

La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la seguente relazione:

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

dove $V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$ è il taglio-trazione, essendo $V_{Rd,s}$ il contributo dell'armatura metallica e $V_{Rd,f}$ quello del sistema di rinforzo FRCM; $V_{Rd,c}$ è il taglio-compressione del calcestruzzo. Le capacità a taglio del calcestruzzo e dell'armatura trasversale devono essere calcolate in accordo con la Normativa vigente; la capacità a taglio-trazione del composito deve essere calcolata come di seguito indicato.

Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del sistema di rinforzo FRCM, $V_{Rd,f}$, può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Morsch mediante la seguente equazione:

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
- θ è l'angolo di inclinazione della fessura di taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento, che può essere valutato in via semplificata trascurando la presenza del rinforzo,
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale dell'elemento,
- f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo, da valutarsi come indicato di seguito,
- t_f è lo spessore equivalente del tessuto,

- b_f e p_f sono, rispettivamente, la larghezza e il passo delle strisce, misurati ortogonalmente alla direzione longitudinale delle fibre (nel caso di strisce poste in adiacenza si assume $b_f / p_f = 1.0$),
- γ_{Rd} è un fattore parziale di modello da assumere, allo stato delle attuali conoscenze, pari a 1.5.

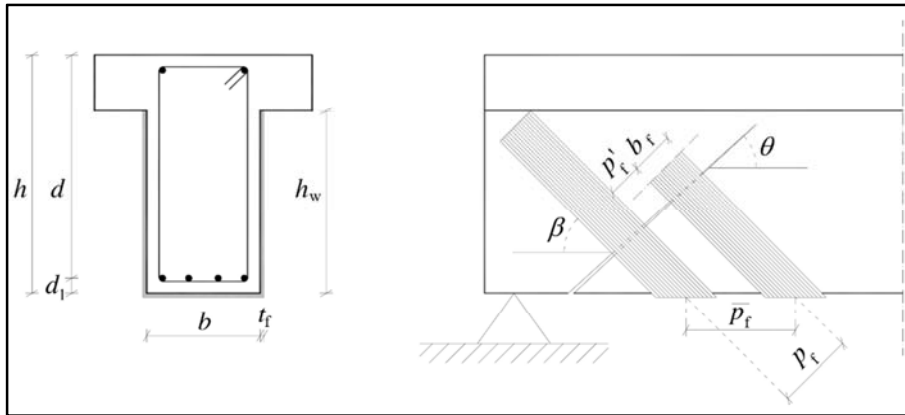


Fig. 5.1 – Simbologia adottata per il rinforzo a taglio.

5.2.1 Resistenza efficace

In assenza di una valutazione rigorosa dello stato tensionale nel composito in corrispondenza delle fessure di taglio, è possibile avvalersi della procedura semplificata descritta di seguito. Essa si basa sull'utilizzo di una "tensione efficace" del sistema di rinforzo, indicata con f_{fed} e definita come tensione di trazione media nel composito che attraversa una fessura di taglio in condizioni di collasso incipiente. Se il collasso di un elemento rinforzato a taglio con FRCC è governato dalla perdita di aderenza tra rinforzo e supporto o dallo scorrimento delle fibre all'interno della matrice, la tensione efficace f_{fed} deve essere valutata sulla base dei risultati della prova di distacco ed in particolare della $\sigma_{lim,conv}$, come appresso riportato. In caso contrario, la tensione efficace f_{fed} può essere valutata sulla base della resistenza a trazione del rinforzo $\sigma_{u,f}$, attraverso una adeguata sperimentazione.

Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare o a T, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo, f_{fed} , è fornita dalla relazione:

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

dove:

- $L_{max} = \frac{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}}{\sin \beta}$
- σ_{fd} è la tensione di progetto del composito FRCC (ricavata dalla $\sigma_{lim,conv}$ o dalla $\sigma_{u,f}$),
- l_{ed} è la lunghezza efficace di ancoraggio, da assumersi pari a 300 mm in assenza di specifiche valutazioni;
- h_w è l'altezza dell'anima della trave, che deve essere rinforzata con l'FRCC ad U per tutta la sua altezza.

Per alcuni compositi FRCC la legge di aderenza matrice-fibra è caratterizzata dalla presenza di una tensione tangenziale residua. Questa tensione viene mantenuta fino a scorrimenti molto elevati ed il suo contributo potrebbe non essere trascurabile. Alcuni studi recenti (vedere § 10, Riferimenti bibliografici) mostrano come tener conto di tale contributo.

5.3 CONFINAMENTO DI COLONNE DI CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATE A COMPRESSIONE CENTRATA

La verifica di colonne prevalentemente compresse di conglomerato cementizio armato, sia circolari che rettangolari o quadrate, confinate con FRCC segue le stesse regole delle colonne di muratura, salvo le varianti di seguito elencate.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rcc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rcc,d} = A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}, \quad (5.9)$$

essendo A_c l'area di calcestruzzo, A_s l'area di acciaio presente, f_{ccd} la resistenza di progetto del calcestruzzo confinato, f_{yd} la tensione di progetto dell'acciaio delle armature.

La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato, f_{ccd} , può essere valutata come segue:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3}, \quad (5.10)$$

essendo:

- f_{cd} la tensione di progetto del calcestruzzo non confinato,
- $f_{l,eff}$ la pressione efficace di confinamento.

Il coefficiente k_{mat} per le colonne di conglomerato cementizio armato è assunto pari a:

$$k_{mat} = 0.217 \cdot \left(\rho_{mat} \cdot \frac{f_{c,mat}}{f_{cd}} \right)^{3/2} \leq 1. \quad (5.11)$$

5.3.1 Confinamento di colonne rettangolari

Il confinamento mediante FRCC di elementi a sezione quadrata o rettangolare di conglomerato cementizio armato segue le stesse regole delle colonne di muratura, salvo la variante di seguito elencata:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_c}, \quad A_c = b \cdot h. \quad (5.12)$$

6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

I dettagli costruttivi da curare nella messa in opera di un sistema di rinforzo FRCM dipendono dalla geometria della struttura, dalla natura e consistenza del supporto e dal livello tensionale al quale è sottoposto.

L'utilizzatore è tenuto ad attenersi scrupolosamente alle istruzioni contenute nel manuale di installazione che il Fabbricante è tenuto a fornire insieme con il sistema di rinforzo dallo stesso commercializzato.

Poiché la qualificazione dei sistemi FRCM è fatta con riferimento a supporti convenzionali, è consigliato, soprattutto per interventi di rilevante importanza strutturale, il ricorso a prove di distacco dallo specifico supporto da rinforzare. Le prove devono essere condotte secondo lo standard prescritto nella Linea Guida sulla identificazione, qualificazione ed accettazione.

In particolare, i meccanismi di rottura di distacco dal supporto e di sfilamento delle fibre dalla matrice possono essere evitati/ritardati osservando le seguenti regole di dettaglio:

- In tutti i casi in cui il sistema di rinforzo FRCM debba essere applicato intorno a spigoli, quest'ultimi devono essere opportunamente arrotondati ed il raggio di curvatura dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm. Tale arrotondamento può non essere necessario per reti di acciaio, anche in relazione a quanto dichiarato dal Fabbricante, sempre che suffragato da specifiche prove di laboratorio. Va altresì indicato nel manuale di installazione il dispositivo di piegatura che deve essere utilizzato per realizzare le piegature.
- Deve essere assicurata un'adeguata lunghezza di ancoraggio, al di là dell'estrema sezione in cui il rinforzo FRCM è necessario. In mancanza di più accurate indagini, essa deve essere di almeno 300 mm.
- Deve essere assicurata un'adeguata sovrapposizione delle reti di rinforzo, seguendo le istruzioni contenute nel manuale di installazione. Di norma, negli interventi di confinamento, la lunghezza di sovrapposizione della rete deve essere almeno pari un quarto della circonferenza/perimetro della sezione trasversale e comunque non inferiore a 300 mm. Particolari indicazioni, supportate da adeguate sperimentazioni, devono essere fornite nei manuali di installazione per interventi di confinamento con reti di acciaio. Attesa la rigidità flessionale di queste reti, la lunghezza di sovrapposizione deve essere infatti in grado di prevenire fenomeni di distacco.
- Negli altri tipi di intervento, benché sconsigliate, sono possibili lunghezze di sovrapposizione inferiori a 300 mm, purché qualificate dal Fabbricante in occasione del conseguimento della CVT.
- In presenza di più strati di rinforzo, le giunzioni devono essere opportunamente sfalsate. Sono sconsigliati sfalsamenti inferiori alla metà dello spessore dell'elemento rinforzato, con un minimo di 300 mm.

Negli interventi di confinamento, attesa la rigidità estensionale del ricoprimento di FRCM, allo scopo di evitare fenomeni di distacco dal supporto, può essere opportuno realizzare un giunto/gap tra il ricoprimento e le strutture cui l'elemento rinforzato è vincolato.

L'uso di connettori può risultare utile o addirittura indispensabile. Si forniscono al riguardo le seguenti regole di dettaglio.

- Se il sistema di rinforzo FRCM è applicato su una sola faccia del pannello è obbligatorio adotta-

re connettori di lunghezza tale da penetrare all'interno dello strato più esterno del paramento non rinforzato (Figura 6.1).

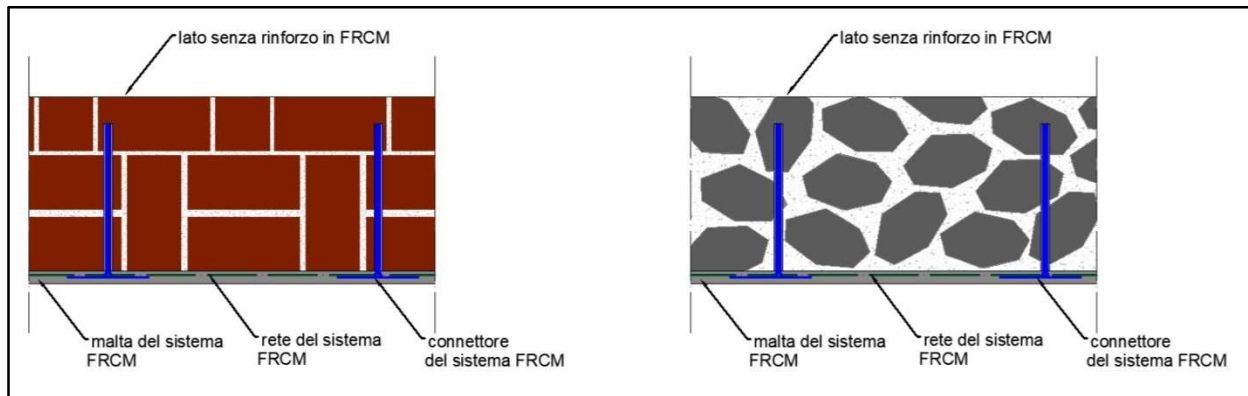


Figura 6.1 - Connettori che penetrano all'interno del primo strato di pietra del paramento non rinforzato.

- Nel caso di rinforzo su due facce di murature a sacco o con paramenti scollegati è obbligatorio che i connettori siano passanti.
- Nel caso di rinforzo di pannelli di spessore $t \leq 400$ mm con FRCM e con l'impiego di connettori si suggerisce un interasse tra questi ultimi $i \geq 3t$ e comunque non superiore a 1600 mm; in corrispondenza dei cantonali e dei martelli murari si suggerisce una lunghezza dei connettori $l = 3t$.
- Nel caso di rinforzo di pannelli di spessore $t > 400$ mm si suggerisce un interasse $i \geq 2t$ e comunque non superiore a 2000 mm; in corrispondenza dei cantonali e dei martelli murari si suggerisce una lunghezza dei connettori $l = 3t$ disposti a quinconce (Figura 6.2).

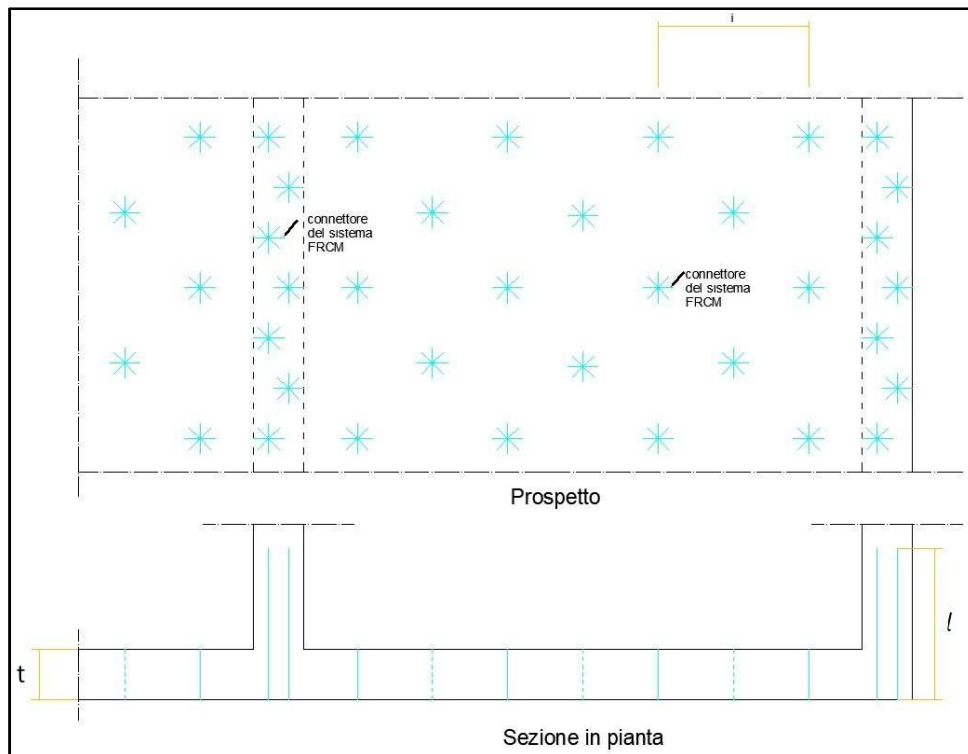


Figura 6.2 – Disposizione dei connettori passanti in corrispondenza dei cantonali e dei martelli murari.

7 MANUTENZIONE E RIPARAZIONE

Gli interventi di riparazione con FRCM devono essere monitorati nel tempo con verifiche periodiche, la cui frequenza dipende dalle condizioni di esposizione e possibilità di ispezione. In tali occasioni devono essere rilevati eventuali danneggiamenti, di cui vanno individuate le cause ed i possibili rimedi. Occorre porre attenzione a punti di distacco, fessurazione, variazioni cromatiche o altre anomalie del sistema di rinforzo. A tal fine possono risultare utili, oltre che ispezioni visive, anche prove acustico stimolate, indagini soniche (consigliate se il sistema ha uno spessore ridotto), e prove termografiche indotte da calore artificiale. Tali prove risultano particolarmente necessarie nel caso di interventi con FRCM che hanno previsto la regolarizzazione del sottofondo.

Gli interventi di riparazione dipendono dalla causa del danneggiamento nonché dal tipo di FRCM e dalla tipologia ed estensione del danno. È opportuno che possibili interventi di riparazione siano indicati nel manuale di installazione, riparazione e manutenzione. Ove tali indicazioni mancassero è consigliato di concordare la scelta dell'intervento di riparazione e dei materiali da adoperare con il Fabbricante del sistema di rinforzo. Oltre alla realizzazione dell'intervento, è opportuno fornire indicazioni per evitare l'insorgere dello stesso fenomeno in futuro.

Nel caso di rifacimento delle superfici protettive (intonaci), è necessario ispezionare il sistema di rinforzo FRCM per valutare eventuali danni strutturali a seguito della rimozione della superficie protettiva.

8 CONTROLLO

Il controllo del sistema di rinforzo deve essere svolto sia per l'accettazione dei prodotti in cantiere che per accertare la qualità della messa in opera del sistema. Una volta che l'intervento di rinforzo sia stato realizzato, è infatti necessario procedere al suo controllo ai fini del collaudo e, in seguito, al suo eventuale monitoraggio nel tempo. In entrambi i casi è possibile ricorrere sia a prove non distruttive che a prove parzialmente distruttive. Le prove devono essere eseguite da personale qualificato.

Qualora la configurazione del rinforzo lo consenta, come ad esempio nel caso di applicazioni in avvolgimento, ovvero in presenza di idonei dispositivi di ancoraggio, talune verifiche a carico del substrato possono essere omesse.

8.1 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I sistemi di rinforzo FRCM devono essere assoggettati ad una serie di controlli in cantiere che assicurino un livello adeguato delle caratteristiche meccaniche e fisiche e la rispondenza delle stesse ai requisiti richiesti dal Progettista.

I controlli di accettazione in cantiere sono effettuati mediante prove distruttive su provini. Per il numero ed il tipo di prove si rinvia alla Linea Guida Ministeriale, intitolata "*Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*".

8.2 CONTROLLO DI QUALITÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO

L'accertamento della qualità della messa in opera del sistema di rinforzo può avvenire mediante prove semi-distruttive o non distruttive. In particolare, le prove semi-distruttive sono soprattutto indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. L'eventuale presenza di difetti nella realizzazione può invece essere rilevata mediante prove non distruttive.

Il tipo e la numerosità delle prove da eseguire devono essere commisurati all'importanza dell'intervento, valutando l'incidenza delle zone trattate in rapporto alle dimensioni della struttura. In particolare, meritano una maggiore attenzione le costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità.

In previsione di prove di controllo semi-distruttive, è buona norma predisporre zone aggiuntive ("testimoni") di rinforzo in parti della struttura opportunamente selezionate. Tali zone vanno suddivise in fazzoletti di dimensioni superiori a $500 \times 200 \text{ mm}^2$. I fazzoletti devono essere realizzati contestualmente all'intervento di rinforzo, con gli stessi materiali e tecniche costruttive, in zone in cui la loro rimozione non comporti alterazione dei meccanismi di collasso, curando che siano esposti alle stesse condizioni ambientali del rinforzo principale. Se in numero maggiore di uno, i fazzoletti devono essere distribuiti in maniera uniforme rispetto all'intervento complessivo.

8.2.1 Prove semi-distruttive

Possono essere eseguite prove di strappo a taglio facendo uso dei testimoni e, dove possibile, anche in zone del rinforzo non critiche in ragione di una prova per ogni 30 m^2 di applicazione per le strutture di c.a., e di una prova per ogni 50 m^2 di applicazione per quelle murarie. La loro numerosità non deve essere comunque inferiore a 3 per ogni tipo di prova omogenea ritenuta significativa in sede di definizione della campagna di controllo.

Prova di strappo a taglio. Tale prova è utile per l'accertamento della qualità dell'applicazione e della preventiva preparazione del supporto. Un modo per eseguirla è di seguito descritto. L'esecuzione avviene in corrispondenza di uno spigolo libero della struttura su cui il rinforzo è applicato (Figura 8.1). È richiesta la disponibilità di un'opportuna porzione libera di materiale composito (cioè non affogata nella malta), in continuità del materiale installato. È consigliabile impregnare tale parte libera del rinforzo con resina epossidica; a maturazione avvenuta, va applicata l'azione radente utilizzando come contrasto il suddetto spigolo.

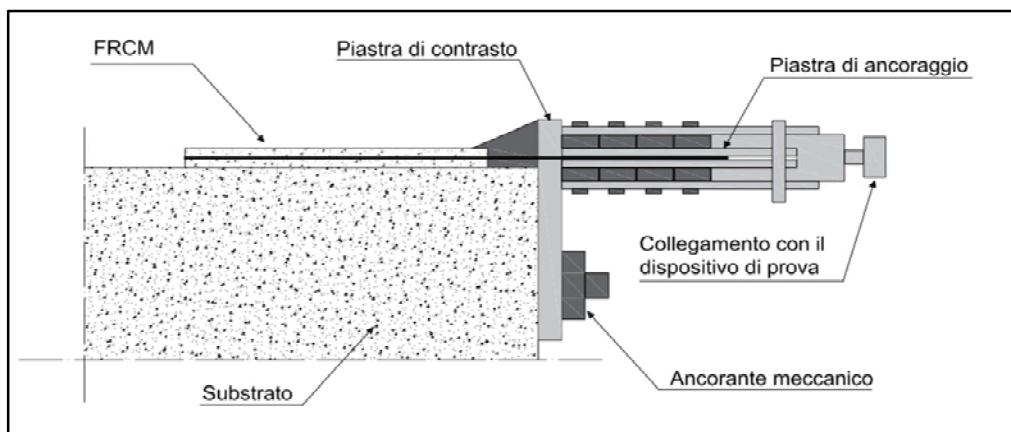


Figura 8.1 – Prova di strappo a taglio *in situ*.

La lunghezza di ancoraggio della porzione di FRCM deve risultare non inferiore a 300 mm.

La qualità dell'applicazione e della preventiva preparazione della superficie di applicazione possono ritenersi accettabili se almeno l'80% delle prove (almeno due su tre nel caso di sole tre prove) forniscono una forza di strappo di intensità non inferiore all'85% del valore della forza di progetto massima, ricavato dalla tensione limite convenzionale moltiplicata per l'area della rete secca testata.

Prove di strappo normale (Figura 8.2) possono essere condotte, ma la loro interpretazione potrebbe risultare non completamente affidabile in termini di qualità e capacità del rinforzo, in ragione delle molteplici possibili combinazioni tra qualità del supporto e della malta di applicazione del rinforzo.



Figura 8.2 – Prova di strappo normale.

8.2.2 Prove non distruttive

La qualità dell'installazione del rinforzo può essere controllata mediante prove semi-distruttive; particolare attenzione o indagini più approfondite sono da considerarsi necessarie nel caso in cui si ravvisino difetti di applicazione con diametro equivalente dell'ordine dei 10 cm per applicazione diffuse o di 5 cm in zone critiche (ancoraggi, sovrapposizioni, etc...). L'intervento di rinforzo è da ritenersi non collaudabile in presenza di difetti di applicazione che coprano almeno il 20% della superficie rinforzata di ogni singolo elemento strutturale.

Le prove non distruttive più comuni in quest'ambito sono descritte nel seguito:

Prove di tipo acustico stimolato. Si basano sul diverso comportamento oscillatorio dello strato di rinforzo in presenza o in assenza di adesione con il substrato sottostante. Nella sua versione più elementare, la prova può essere eseguita da un tecnico esperto percuotendo la superficie del composto con una bacchetta rigida ed ascoltando la sonorità che scaturisce dall'impatto. Risultati più oggettivi possono essere ottenuti con sistemi automatizzati. Si segnala che tali prove potrebbero non essere significative per rilevare un'eventuale difettosità nel caso in cui lo spessore del sistema di rinforzo sia elevato.

Prove termografiche indotte da calore artificiale. Possono presentare una limitata efficacia in presenza di materiali di rinforzo caratterizzati da elevata conducibilità termica (fibre di carbonio o di acciaio). Il riscaldamento impartito nel corso della prova non deve danneggiare le fibre di rinforzo. Spessori di malta notevoli potrebbero limitare la capacità investigativa.

9 PROVE SPERIMENTALI SU ELEMENTI STRUTTURALI

Nel caso di applicazioni differenti da quelle indicate ai paragrafi 3-4 del presente documento, la progettazione dell'intervento deve essere integrata da prove da condurre nel rispetto di quanto indicato al punto 4.5.12. "Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove" delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni e delle procedure illustrate nella Appendice D della UNI EN 1990. Tali prove possono essere previste in due casi:

- Sperimentazione a carattere generale condotta dal Fabbricante per permettere applicazioni al di fuori di quanto previsto nei paragrafi citati e resa disponibile ai Progettisti. Il documento sperimentale/analitico che deriva da questa campagna deve avere valore almeno nazionale, ed indicare anche i limiti di applicazione in termini di tipo e quantità di rinforzo, le caratteristiche meccaniche/geometriche della classe di elementi che si possono rinforzare, i limiti massimi in termini di incremento di capacità portante o deformativa raggiungibili. È responsabilità del Progettista verificare la corretta interpretazione delle prove condotte e l'applicabilità dei risultati ottenuti dal Fabbricante al caso in esame.
- Sperimentazione *una tantum* prevista dal Progettista (o dal Direttore dei Lavori) per l'approvazione di un progetto specifico. Il Fabbricante non è necessariamente coinvolto. Il programma di prove è ridotto potendosi considerare noti i valori di molti dei parametri quali quelli riscontrati nella specifica applicazione.

Come indicato nel paragrafo 4.5.12. delle Norme Tecniche per le costruzioni, la resistenza e la funzionalità dell'intervento di rinforzo deve essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità. I risultati delle prove, eseguite su opportuni campioni, devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e quando possibile fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (considerate come variabili aleatorie).

Per quanto riguarda i dettagli ed metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove, reperibili nella Appendice D della UNI EN 1990, si sottolineano i seguenti aspetti (la variabilità dei parametri va esplorata nel caso di sperimentazione a carattere generale condotta dal Fabbricante):

- Prove su elementi strutturali rinforzati con FRCM sono da intendersi ai sensi di quanto dettagliato al punto d) del Paragrafo D3 (Tipi di prove), ed in particolare *“prove per ridurre le incertezze nei parametri impiegati nei modelli di resistenza; per esempio, le prove degli elementi strutturali o degli assemblaggi di elementi strutturali”*. Pertanto, il comma (2) del citato paragrafo indica che *“I valori di progetto da impiegare nelle prove dovrebbero, ove possibile, essere derivati dai risultati delle prove applicando tecniche statistiche consolidate. Vedere da D5 a D8”*.
- Il paragrafo D4 – Pianificazione dei test indica le modalità di impostazione e gli scopi della campagna sperimentale; in particolare, i campioni e le modalità di prova devono, per quanto possibile, riprodurre condizioni prossime a quelle delle applicazioni reali, in termini di materiali (dell'elemento strutturale e del rinforzo), di modalità di applicazione del carico, di dimensioni dei provini, in modo da ridurre il più possibile l'insorgenza di differenti modalità di rottura dovute all'effetto scala. Inoltre, le proprietà dei materiali base utilizzati nelle prove devono essere specificate con adeguato dettaglio ed essere analoghe per quanto possibile con quelle dei materiali riscontrati nelle applicazioni.
- La procedura deve innanzitutto condurre a definire un modello di resistenza per l'applicazione oggetto di test, e riferita alla tipologia di elemento strutturale da rinforzare, in grado di riprodurre con buona affidabilità, ed eventualmente introducendo ipotesi a favore di sicurezza, i valori dei test sperimentali.
- I passi da seguire per formulare e calibrare un modello di resistenza funzione di un prefissato numero di variabili (parametri meccanici o geometrici) statisticamente indipendenti e descrivibili da una funzione gaussiana o log-normale, sulla base di un numero sufficiente di risultati di test sperimentali, sono illustrati nel Paragrafo D8 delle citate UNI EN 1990. Devono essere esplorate tutte le dipendenze più significative dalle variabili, e per ogni combinazione prescelta dei parametri devono essere realizzati almeno due test (o preferibilmente tre test al fine di ridurre le incertezze di tipo sperimentale). Nella calibrazione del modello di resistenza, devono essere utilizzati i valori dei parametri di ingresso effettivamente misurati sui prototipi realizzati. Per ogni

combinazione prescelta dei parametri, la media dei risultati sperimentali non deve essere inferiore al valore predetto dal modello.

- I due possibili metodi di derivazione dei valori di progetto dalle risultanze sperimentali sono descritti al Paragrafo D5 – *Derivazione dei valori di progetto delle citate UNI EN 1990* –. Tipicamente, nelle usuali situazioni, è applicabile il metodo (a) “*stimando un valore caratteristico, che è quindi diviso per un coefficiente parziale e possibilmente moltiplicato, se necessario, per un coefficiente di conversione esplicito (vedere D7.2 e D8.2)*”.

I criteri per ricavare i valori caratteristici ed i fattori parziali relativi allo specifico modello di resistenza sono illustrati nel paragrafo D6 – *Principi generali per valutazioni statistiche* – e dettagliati nel paragrafo D8 – *Determinazione statistica dei modelli di resistenza* –.

Nel caso di campagne sperimentali estese, è possibile semplificare l’approccio proposto nei citati paragrafi, determinando il coefficiente di variazione dei risultati sperimentali (necessario per ricavare i valori caratteristici) in corrispondenza di solo una o più combinazioni dei parametri, ed utilizzando tale coefficiente in modo uniforme per tutte le combinazioni dei parametri. Tale procedura è utilizzabile a patto che la modalità di rottura sia analoga in tutto l’intervallo di variabilità dei parametri considerati. Il numero minimo di prove per la determinazione del coefficiente di variazione è 5.

10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Materiali

- Prove di trazione e di distacco dal supporto

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

Bilotta A, Ceroni F, Nigro E, Pecce M. Experimental tests on FRCM 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 (FRCM) 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 (FRCM) 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 FRCM 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-FRCM 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-FRCM 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 FRCM 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-FRCM 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.

- **Metodi di test e qualificazione**

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, Triantafyllou 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.

Rinforzo di pareti nel piano

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.
- 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, Marcari 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.

Rinforzo di pareti fuori del piano

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, *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.

Confinamento

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.

Carlioni 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).

Rinforzo a flessione di elementi di c.a.

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.

Rinforzo a taglio di elementi di c.a.

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 ESEMPI NUMERICI

Si riportano in questo paragrafo alcuni esempi numerici che possono aiutare il lettore a comprendere come applicare le prescrizioni progettuali espresse nei precedenti paragrafi. I simboli utilizzati sono quelli sopra introdotti.

11.1 RINFORZO DI PARETI MURARIE SOLLECITATE NEL PROPRIO PIANO

11.1.1 Capacità a taglio

Muratura di mattoni

Si considera un maschio murario in condizioni di esposizione esterna in mattoni pieni di laterizio di spessore $t = 250$ mm, altezza $\ell = 2$ m e larghezza $H = 1$ m sollecitato a taglio in orizzontale nel proprio piano. Si adopera un sistema FRCM in vetro che ha tensione limite convenzionale $\varepsilon_{\text{lim,conv}} \cdot E_f = 1000$ MPa e spessore della rete $t_f = 0.025$ mm, bilanciato con fibre in direzione verticale ed orizzontale della parete, che la ricopre interamente ($\ell_f = H$).

La capacità a taglio minima della muratura non rinforzata (V_t), valutata in accordo con la Normativa vigente per le pareti non rinforzate risulta (NTC - Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - 8.7.1.16):

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

assumendo una resistenza $\tau_{0d} = 0.05$ MPa e una tensione verticale $\sigma_0 = 0.5$ MPa e p coefficiente correttivo degli sforzi nella sezione, pari al valore massimo 1.5 in questo caso.

La resistenza a taglio della parete rinforzata ($V_{t,R}$) è calcolata come somma del contributo della muratura non rinforzata (V_t) e di quello del rinforzo ($V_{t,f}$):

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

dove:

- $n_f = 2$ è il numero totale degli strati di rinforzo disposti ai lati della parete (uno su ogni faccia);
- $t_{VF} = 0.025$ mm : è lo spessore equivalente del singolo strato del sistema FRCM, t_f delle fibre in direzione orizzontale.
- $\varepsilon_{fd} = \eta \frac{\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}}{\gamma_m} = 0.8 \frac{1.5 \cdot 1000 / E_f}{1.5} = \frac{800}{E_f}$ è ricavata dalla $\varepsilon_{\text{lim,conv}}^{(\alpha)}$.

Si ottiene dunque la capacità a taglio della parete rinforzata:

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

Si verifica infine che tale capacità a taglio non superi il taglio che produce lo schiacciamento diagonale della muratura:

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

dove $f_{md} = 2.5 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura di mattoni.

Nota: utilizzando il coefficiente amplificativo di Tabella 4.1 (0.8·1.7) si avrebbe $V_{t,R} = 41.3 \text{ kN}$.

Muratura di tufo

Si considera un maschio murario in condizioni di esposizione interna in tufo di spessore $t = 400 \text{ mm}$, altezza $\ell = 2 \text{ m}$ e larghezza $H = 1 \text{ m}$ sollecitato a taglio in orizzontale nel proprio piano. Si adopera un sistema FRCM in vetro che ha tensione limite convenzionale $\varepsilon_{lim,conv} \cdot E_f = 1000 \text{ MPa}$ e spessore della rete $t_f = 0.025 \text{ mm}$, bilanciato con fibre in direzione verticale ed orizzontale della parete, che la ricopre interamente ($\ell_f = H$).

La capacità a taglio minima della muratura non rinforzata (V_t), valutata in accordo con la Normativa vigente per le pareti non rinforzate risulta (NTC - Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - 8.7.1.16):

$$V_t = H \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1000 \cdot 400 \cdot \frac{1.5 \cdot 0.02}{1.5} \sqrt{1 + \frac{0.3}{1.5 \cdot 0.02}} = 26.5 \text{ kN},$$

assumendo una resistenza $\tau_{0d} = 0.02 \text{ MPa}$ e una tensione verticale $\sigma_0 = 0.3 \text{ MPa}$ e p coefficiente correttivo degli sforzi nella sezione, pari al valore massimo 1.5 in questo caso.

La resistenza a taglio della parete rinforzata ($V_{t,R}$) è calcolata come somma del contributo della muratura non rinforzata (V_t) e di quello del rinforzo ($V_{t,f}$):

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

dove:

- $n_f = 2$ è il numero totale degli strati di rinforzo disposti ai lati della parete (uno su ogni faccia);
- $t_{vf} = 0.025 \text{ mm}$: è lo spessore equivalente del singolo strato del sistema FRCM, t_f delle fibre in direzione orizzontale.
- $\varepsilon_{fd} = \eta \frac{\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}}{\gamma_m} = 0.9 \frac{1.5 \cdot 1000 / E_f}{1.5} = \frac{900}{E_f}$ è ricavata dalla $\varepsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$.

Si ottiene dunque la capacità a taglio della parete rinforzata

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

Si verifica infine che tale capacità a taglio non superi il taglio che produce lo schiacciamento diagonale della muratura:

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

dove $f_{md} = 1.5 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura di tufo.

Nota: utilizzando il coefficiente amplificativo di Tabella 4.1 (0.9·2.0) si avrebbe $V_{t,R} = 36.9 \text{ kN}$.

11.1.2 Capacità a pressoflessione nel piano

Si considera un pannello di muratura la cui sezione trasversale ha altezza $H = 1500$ mm e larghezza $t = 280$ mm (Figura 11.1).

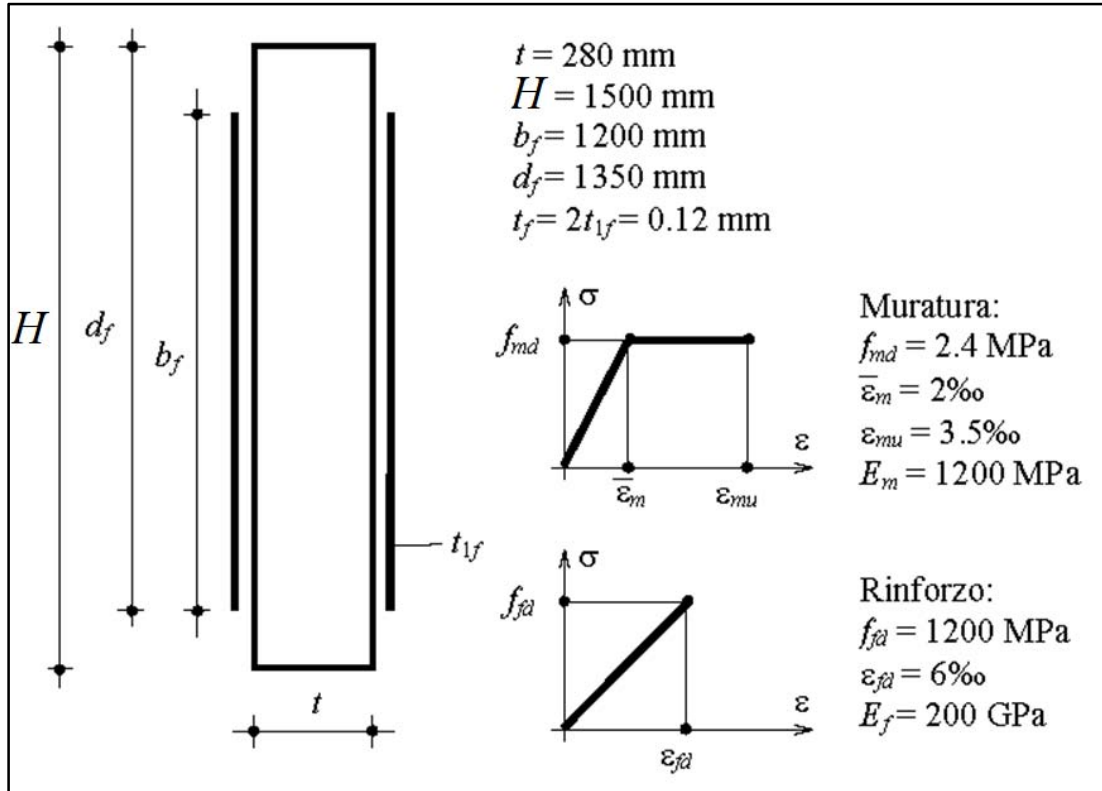


Figura 11.1 - Geometria della sezione e caratteristiche del rinforzo.

Su ogni faccia del pannello è applicato un rinforzo di spessore equivalente $t_f = 0.06$ mm sicché lo spessore del rinforzo per la flessione nel piano è $t_{2f} = 2t_f = 0.12$ mm. Il rinforzo è caratterizzato dalla deformazione di calcolo $\epsilon_{fd} = 6\text{‰}$ e dal modulo elastico $E_f = 200$ GPa ed è esteso fino a 150 mm dai bordi del pannello, sicché $d_f = 1500 - 150 = 1350$ mm (Figura 11.1).

La muratura è caratterizzata dalla resistenza a compressione $f_{md} = 2.4$ MPa e dal modulo elastico $E_m = 1200$ MPa. Quindi $\bar{\epsilon}_m = f_{md}/E_m = 2\text{‰}$. Si assume $\epsilon_{mu} = 3.5\text{‰}$ (Figura 11.1).

Si vuole determinare il momento resistente di calcolo della sezione associato allo sforzo normale agente $N = 150$ kN.

Considerando per la muratura compressa il legame costitutivo di Figura 11.1, è immediato stabilire che il momento resistente di calcolo della sezione non rinforzata è:

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

essendo $k = \bar{\epsilon}_m / \epsilon_{mu} = 0.571$ e:

$$y_n = \frac{2N}{tf_{md}} \cdot \frac{\epsilon_{mu}}{2\epsilon_{mu} - \bar{\epsilon}_m} = 312.5 \text{ mm}$$

la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.

Relativamente alla sezione rinforzata, si assume inizialmente che la crisi flessionale si abbia per raggiungimento della deformazione ultima della muratura compressa. Coerentemente con questa assunzione, la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso si determina con la (A1.2) ed è:

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

La deformazione massima del rinforzo è quindi:

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

Questa è superiore alla deformazione di calcolo del rinforzo. Si ha quindi la crisi della sezione per raggiungimento della deformazione di calcolo del rinforzo. Si ipotizza che nella condizione di crisi della sezione la deformazione massima della muratura sia superiore a $\bar{\varepsilon}_m$. Coerentemente con questa assunzione, la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso si determina con la (A1.6) ed è:

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

essendo $\xi = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{fd} = 0.33$. La deformazione massima della muratura è:

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

il che conferma l'assunzione fatta ($\varepsilon_m > \bar{\varepsilon}_m$).

Infine, il momento resistente di calcolo si valuta con la (A1.3) ed è:

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

La Figura 11.2 mostra il confronto tra il dominio di resistenza $M_{Rd0}(N)$ della sezione non rinforzata ed il dominio di resistenza $M_{Rd}(N)$ della sezione rinforzata.

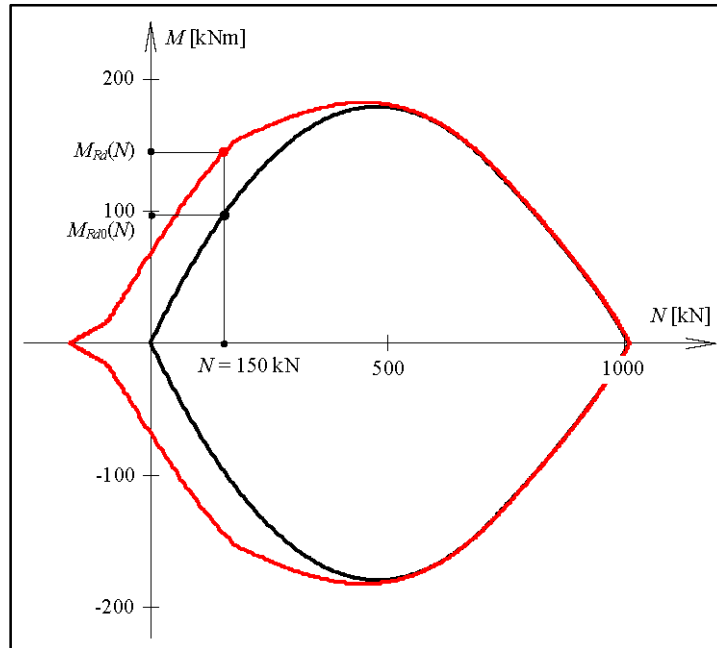


Figura 11.2 - Dominio di resistenza della sezione rinforzata a confronto con quello della stessa sezione non rinforzata. I domini sono valutati considerando per la muratura il legame costitutivo di Figura 11.1.

Applicando invece l'approccio semplificato che consiste nel considerare un diagramma delle tensioni di compressione costante e pari a $\alpha_m f_{md}$, esteso ad una porzione di sezione profonda βy_n , essendo y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso ed assumendo $\alpha_m = 0.85$ e $\beta = 0.8$ è immediato stabilire che il momento resistente della sezione non rinforzata è:

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

Relativamente alla sezione rinforzata, si assume inizialmente che la crisi flessionale si abbia per raggiungimento della deformazione ultima della muratura compressa. Coerentemente con questa assunzione, la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso si determina con la (A1.8) ed è:

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

La deformazione massima del rinforzo è quindi:

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

Questa è superiore alla deformazione di calcolo del rinforzo. Si ha quindi la crisi della sezione per raggiungimento della deformazione di calcolo del rinforzo. La distanza dell'asse neutro dal lembo compresso si determina quindi con la (A1.10) ed è:

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

Infine, il momento resistente di calcolo si determina con la (A1.9) ed è:

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

La Figura 11.3 mostra il confronto tra il dominio di resistenza $M_{Rd0}(N)$ della sezione non rinforzata ed il dominio di resistenza $M_{Rd}(N)$ della sezione rinforzata.

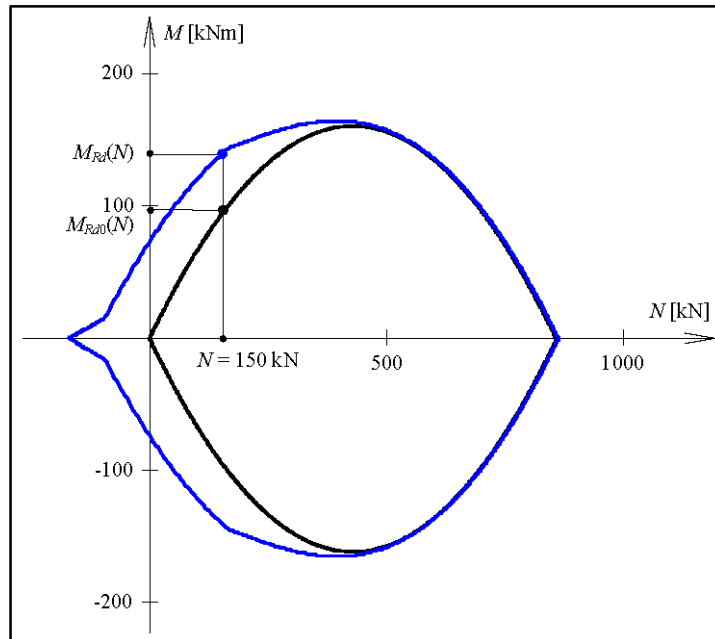


Figura 11.3 - Dominio di resistenza della sezione rinforzata a confronto con quello della stessa sezione non rinforzata. I domini sono valutati applicando l'approccio semplificato che consiste nel considerare un diagramma delle tensioni di compressione costante e pari a $\alpha_m f_{md}$ esteso ad una porzione di sezione profonda βy_n , assumendo $\alpha_m = 0.85$ e $\beta = 0.8$.

Infine, la Figura 11.4 mostra il confronto tra il dominio $M_{Rd}(N)$ relativo al legame costitutivo della muratura di Figura 11.1 e quello relativo all'applicazione dell'approccio semplificato, con $\alpha_m = 0.85$ e $\beta = 0.8$.

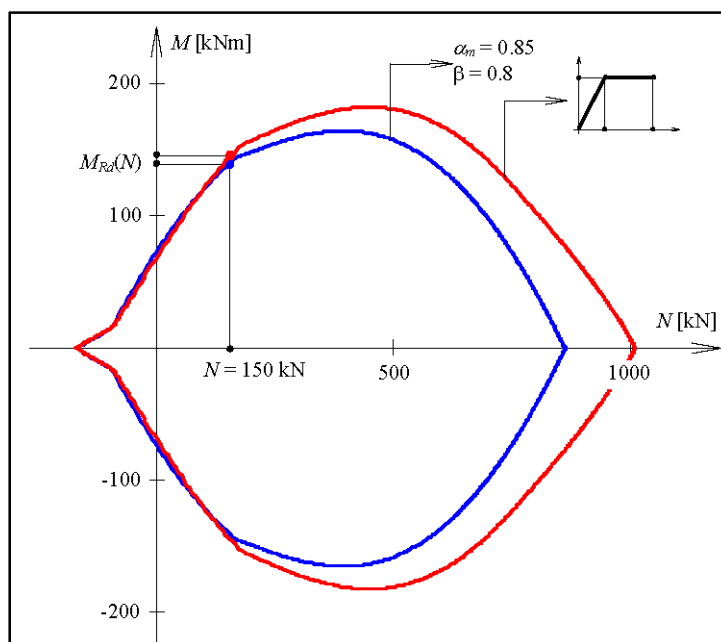


Figura 11.4 - Confronto tra il dominio $M_{Rd}(N)$ relativo al legame costitutivo della muratura di Figura 11.1 e quello relativo all'applicazione dell'approccio semplificato, con $\alpha_m = 0.85$ e $\beta = 0.8$.

11.2 RINFORZO DI PARETI MURARIE SOLLECITATE FUORI DEL PROPRIO PIANO

Si vuole verificare una parete in muratura di un edificio esistente sottoposta ad azioni fuori dal proprio piano. Le verifiche sono condotte per la parete senza alcun rinforzo (*Condizione ante-operam*) ed a seguito di un intervento di rinforzo mediante sistemi FRCM (*Condizione post-operam*). Il sistema di rinforzo comprende un tessuto bidirezionale bilanciato in carbonio, posto a completa copertura di entrambe le facce del muro, per mezzo di una malta di calce. La sezione trasversale del muro è verificata rispetto ad azioni di pressoflessione, calcolando il momento resistente specifico di calcolo M_{Rd} corrispondente ad un valore di sforzo normale assegnato, e confrontando M_{Rd} con la sollecitazione flettente specifica di calcolo agente M_{Sd} . Il calcolo è svolto per due diversi valori di sforzo normale specifico agente N_{Sd} , pari a 110 kN/m e 290 kN/m, rappresentativi delle condizioni di sollecitazione della sezione di mezzeria di una parete posta in corrispondenza della sommità di un edificio ed alla sua base.

Si effettua inoltre la verifica a taglio, sia in sommità che alla base dell'edificio, dove agisce una sollecitazione di taglio il cui valore specifico V_{Sd} ammonta a 27 kN/m.

Si specifica che tutte le grandezze, qualora non fosse espressamente specificato, sono riferite ad una striscia di parete avente profondità unitaria.

Caratteristiche della sezione della parete

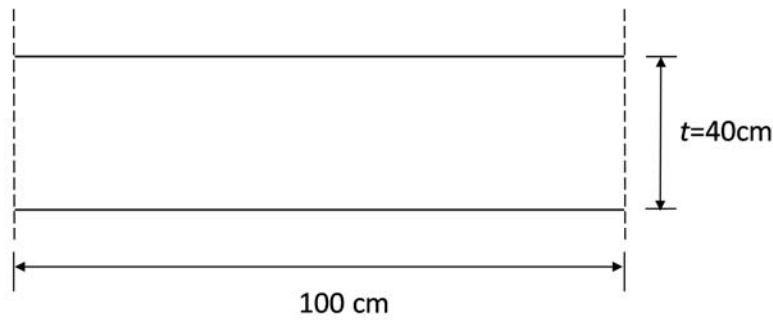


Figura 11.5 - Sezione della parete.

- Spessore: $t = 40$ cm
- Livello di conoscenza LC2 $\rightarrow FC = 1.2$
- Fattore parziale per il progetto sismico di strutture in muratura: $\gamma_M = 2$
- Deformazione a compressione di calcolo della muratura: $\varepsilon_{mu} = 0.35\%$
- Modulo elastico della muratura: $E_m = 2000$ MPa
- Resistenza a compressione media della muratura: $f_{mu} = 4.8$ MPa
- Resistenza a compressione di calcolo muratura: $f_{md} = \frac{f_{mu}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{4,8}{1,2 \cdot 2} = 2$ MPa
- Sforzo normale specifico di progetto agente agente sulla parete in sommità dell'edificio:
 $N_{Sd,top} = 110$ kN/m
- Sforzo normale specifico di progetto agente agente sulla parete alla base dell'edificio:
 $N_{Sd,base} = 290$ kN/m
- Momento flettente specifico di progetto agente sulla parete in sommità dell'edificio:
 $M_{Sd,top} = 23.2$ kNm/m
- Momento flettente specifico di progetto agente sulla parete alla base dell'edificio:
 $M_{Sd,base} = 33.7$ kNm/m
- Taglio specifico di progetto agente su entrambe le pareti: $V_{Sd} = 27$ kN/m

Elenco dei simboli utilizzati

In aggiunta alla simbologia adottata nella restante parte del documento (vedere § 3.1), nel presente esempio vengono introdotti ulteriori simboli necessari per garantire una più fluida lettura ed una maggiore compattazione delle formule, di seguito elencati:

- F_m risultante specifica degli sforzi di compressione nella muratura (nella parte di sezione compressa)
- F_f risultante specifica degli sforzi di trazione nel sistema di rinforzo

Verifica della parete non rinforzata (condizione ante-operam)

In via semplificativa, per la muratura si adotta lo *stress-block*, ossia una distribuzione di tensioni di compressione costante e pari a $0.85f_{md}$ estesa ad una porzione di sezione profonda $0.7y_n$, dove y_n è la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso. Così facendo è possibile ricavare il valo-

re di y_n mediante l'imposizione dell'equilibrio alla traslazione orizzontale ($F_m = N_{sd}$), come segue:

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

- In sommità: $0.85 \cdot 2 \cdot 0.7 \cdot y_n = 110 \rightarrow y_n = 92 \text{ mm} = 9 \text{ cm}$

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

Nota la posizione dell'asse neutro, si ricava il valore del momento resistente specifico della sezione non rinforzata (M_{0d}), calcolato rispetto all'asse orizzontale passante per il baricentro geometrico della sezione in muratura:

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

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

- Alla 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 verifica non risulta soddisfatta né per la parete in sommità né per quella alla base.

Al fine di incrementare la resistenza a flessione della parete, si decide di applicare un sistema di rinforzo FRCM con tessuto in carbonio, posto a completa copertura di una delle due facce del muro, costituito da una rete bidirezionale bilanciata a passo 10mm x 10mm adeso con una malta di calce.

Caratteristiche del rinforzo FRCM

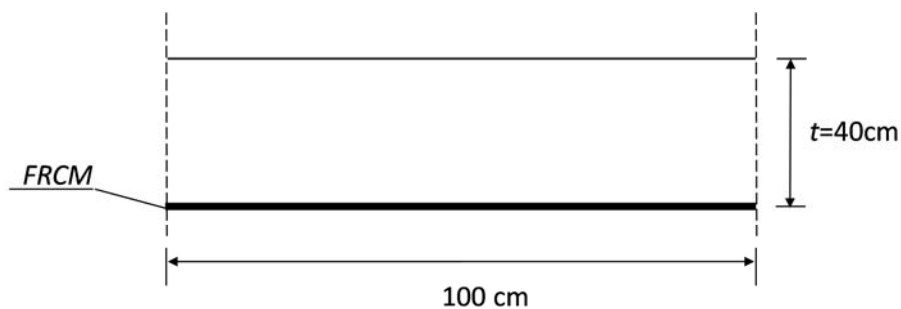


Figura 11.6 - Sezione della parete rinforzata.

Dati del sistema di rinforzo dichiarati nella scheda tecnica del Fabbriante

- Spessore equivalente rete: $t_f = 0.047 \text{ mm}$
- Modulo elastico: 240 GPa
- Resistenza a trazione fibra: $f_{fu} = 4800 \text{ MPa}$
- Deformazione ultima fibra: 1.8%

- Resistenza a compressione della malta: $f_{c,mat} > 20$ MPa (28gg)

Configurazione di rinforzo adottata

- Numero di strati: $n_f = 1$
- Area resistente: $n_f \cdot t_f = 1 \cdot 0.047 = 47 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Dati contenuti nel CVT (procedura di qualificazione)

- $E_f = 242.2$ GPa (modulo elastico del rinforzo secco)
- $\sigma_{u,f} = 1601.3$ MPa (valore caratteristico tensione ultima di rottura del tessuto secco)
- $\varepsilon_{u,f} = 0.66\%$ (valore caratteristico deformazione ultima di rottura del tessuto secco)
- $\sigma_u = 2233$ MPa (valore caratteristico tensione a rottura del rinforzo FRCM)
- $\varepsilon_u = 0.91\%$ (valore medio deformazione a rottura del rinforzo FRCM)
- $\sigma_{lim,conv} = 1270$ MPa (valore caratteristico resistenza al distacco)
- $\varepsilon_{lim,conv} = 0.52\%$ (deformazione corrispondente a $\sigma_{lim,conv}$ sulla curva di trazione del tessuto secco)

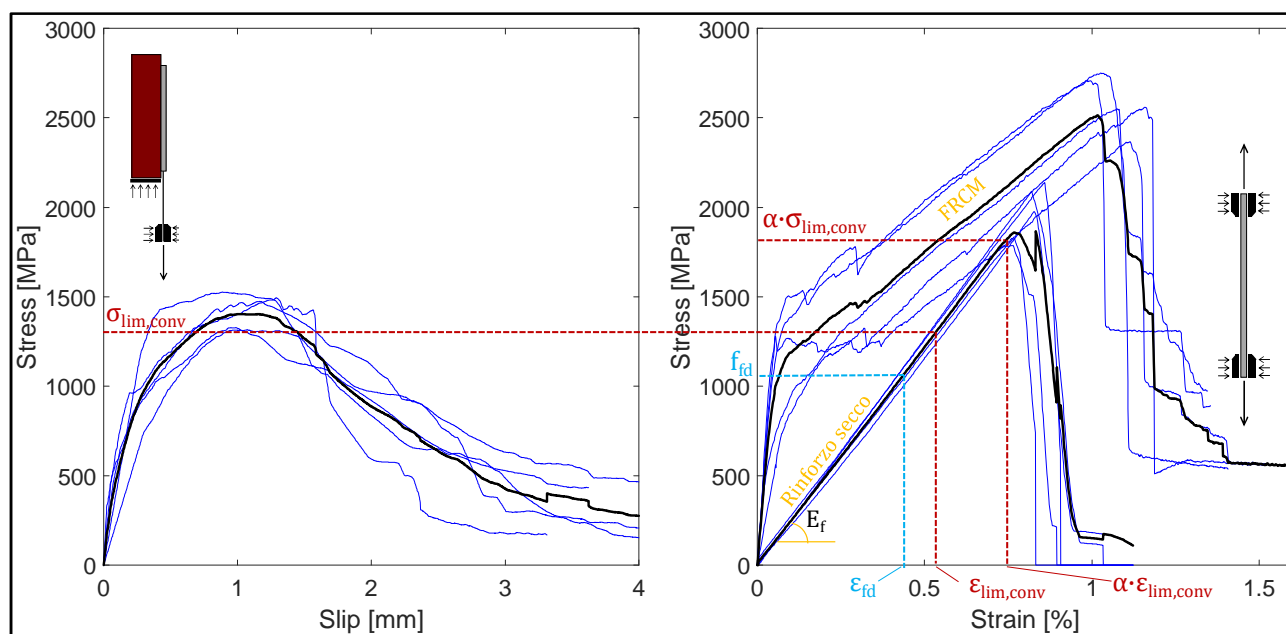


Figura 11.7 - Curva media tensione-deformazione, da prove di trazione diretta su campioni di composito FRCM e su campioni di rinforzo secco.

Il contributo flessionale del rinforzo FRCM è tenuto in conto moltiplicando la deformazione di progetto, ε_{fd} , ottenuta a partire dalla deformazione convenzionale $\varepsilon_{lim,conv}$, eventualmente amplificata secondo il fattore α , moltiplicando quest'ultima per il modulo di rigidità E_f .

Si sceglie di ricorrere ad un coefficiente α pari ad 1.5, pertanto:

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

Ne consegue che la tensione massima nel rinforzo FRCM può essere calcolata moltiplicando la deformazione di progetto per il modulo di rigidità: $\alpha \cdot \sigma_{lim,conv} = E_f \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{lim,conv}$, come segue:

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

Il fattore di conversione ambientale, η_a , nel caso di rinforzo con fibre di carbonio in condizioni di esposizione interna, è pari a 0.9 (Tabella 3.1) (vedere § 3). Il fattore parziale, γ_m , è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (S.L.U.):

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

Verifica parete rinforzata (Condizione post-operam)

Nella presente trattazione si ipotizza che la modalità di rottura della sezione presso-inflessa possa essere governata da uno dei due seguenti comportamenti:

- 1) Regione 1: la sezione va in crisi per schiacciamento della muratura a compressione (ossia deformazione nello strato di muratura più distante dall'asse neutro pari ad ε_{mu}); se ciò è vero si deve verificare che la deformazione ε_f nel sistema di rinforzo non superi il valore di calcolo della deformazione massima ammissibile per il rinforzo stesso (ε_{fd}).
- 2) Regione 2: la sezione va in crisi per trazione nel rinforzo (che può corrispondere, a seconda del tipo di sistema di rinforzo, ad una delle sei tipologie di crisi riportate al paragrafo § 2.3; se ciò è vero si deve verificare che la deformazione ε_m nello strato di muratura più distante dall'asse neutro sia inferiore ad ε_{mu} .

Per entrambi le regioni di rottura, anche per il caso di parete rinforzata, si fa riferimento allo *stress-block*, ossia ad una distribuzione di tensioni di compressione costante e pari a $0.85 f_{\text{md}}$ estesa ad una porzione di sezione profonda $0.7 y_n$, dove y_n è la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso.

Siano:

- F_m la risultante specifica degli sforzi di compressione nella muratura, calcolata con lo *stress-block*
- F_f è la risultante specifica degli sforzi di trazione nel sistema di rinforzo

Una volta ipotizzata la regione di rottura si procede con l'individuazione della posizione dell'asse neutro mediante l'imposizione dell'equilibrio a traslazione orizzontale ($F_m - F_f = N_{\text{sd}}$) e con il calcolo del momento resistente della sezione rinforzata, mediante l'imposizione dell'equilibrio a rotazione intorno all'asse orizzontale passante per il baricentro geometrico della sezione in muratura.

Di seguito vengono riassunte le formule per il calcolo della posizione dell'asse neutro y_n , della risultante specifica degli sforzi di compressione nella muratura F_m , della risultante specifica degli sforzi di trazione nel sistema di rinforzo F_f , del momento specifico di progetto della parete muraria rinforzata M_{ld} e del momento resistente specifico della parete rinforzata M_{Rd} , per entrambe le regioni di rottura:

a) Regione 1:

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

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

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

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

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

b) Regione 2:

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

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

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

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

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

- In sommità:

Si ipotizza che la sezione vada in crisi per trazione nel rinforzo (regione 2), pertanto si ottiene:

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

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

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

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

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

La verifica della parete in sommità risulta pertanto soddisfatta

- Alla base:

Si ipotizza che la sezione vada in crisi per schiacciamento della muratura a compressione (regione 1), pertanto si ottiene:

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

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

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

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

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

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

La verifica alla base risulta pertanto soddisfatta

Occorre in ultimo verificare la validità delle ipotesi fatte relativamente alla regione di rottura, pertanto:

- In sommità:

$$\epsilon_m = \epsilon_{fd} \frac{y_n}{t - y_n} = 0.0047 \frac{137}{400 - 137} = 0.24\% < \epsilon_{mu} = 0.35\%$$

L'ipotesi fatta per la parete sommitale risulta verificata

- Alla base:

$$\epsilon_f = \epsilon_{mu} \frac{t - y_n}{y_n} = 0.0035 \frac{400 - 261}{261} = 0.19\% < \epsilon_{fd} = 0.47\%$$

L'ipotesi fatta per la parete di base risulta verificata

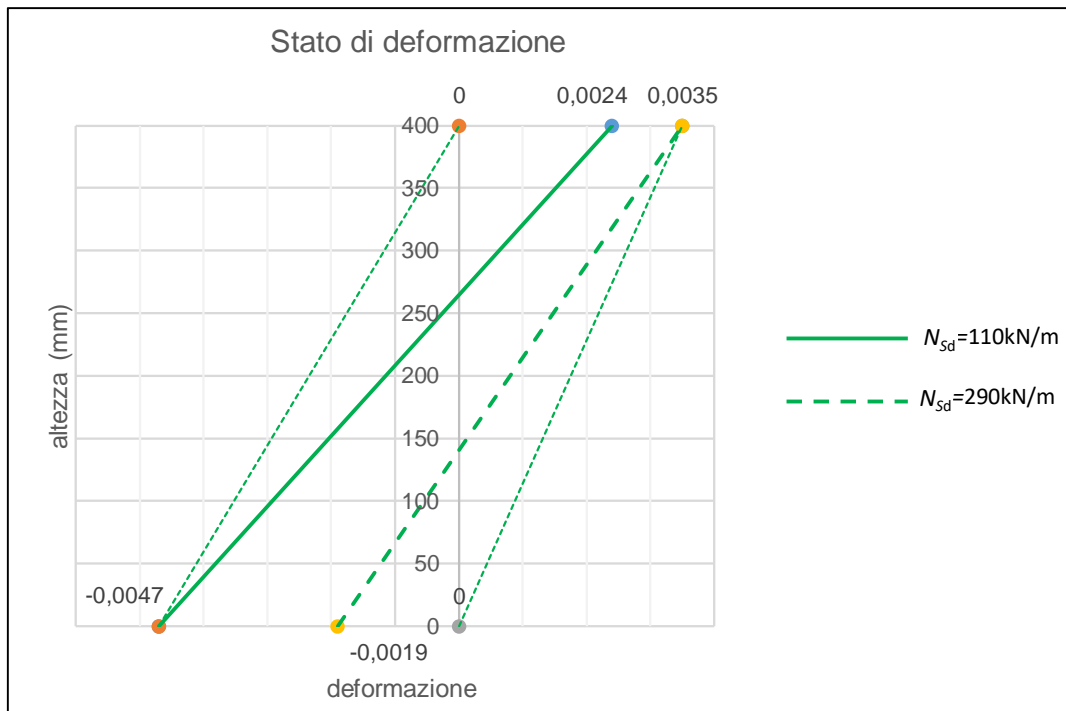


Figura 11.8 - Diagramma delle deformazioni nelle due pareti.

Deve essere inoltre verificato che il valore del taglio sollecitante specifico, V_{Sd} , nella concomitante condizione di carico, non ecceda in alcuna sezione quello resistente:

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

essendo f_{vd} la resistenza di progetto a taglio della muratura non rinforzata, valutata in accordo con la Normativa vigente, in funzione della tensione normale media σ_n calcolata come rapporto tra la risultante degli sforzi di compressione, F_m , e l'area della superficie compresa tra l'estremo lembo e l'asse neutro.

La resistenza di progetto a taglio f_{vd} è calcolata, in accordo con la normativa italiana, come segue:

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

dove la resistenza media a taglio della muratura τ_0 è pari a 0.08 MPa.

Pertanto si ha:

- In sommità:

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

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

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

- Alla base:

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

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

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

Deve essere altresì effettuata la verifica del rinforzo nei confronti del distacco di estremità. Questa si ritiene soddisfatta se, in assenza di opportuni dispositivi meccanici, la tensione di trazione, che sollecita il rinforzo ad una distanza dai bordi pari a quella di ancoraggio, non è maggiore di $E_f \cdot \varepsilon_{fd}$, non avendo amplificato in alcun modo la deformazione $\varepsilon_{lim,conv}$, da cui la ε_{fd} è ricavata per il tramite della (3.1) (Vedere § 3).

Questa verifica viene in questo esempio condotta accertando che il momento resistente specifico della parete, ottenuto ponendosi nella condizione di rottura del rinforzo per distacco d'estremità (ipotesi la cui validità va verificata controllando che la deformazione nella muratura compressa sia più piccola di ε_{mu}), risulti maggiore del momento flettente specifico di progetto agente ad una distanza dai bordi della parete pari a quella di ancoraggio, assunta pari a 30 cm.

Pertanto si ha:

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

- In sommità:

Si ipotizza che la sezione vada in crisi per trazione nel rinforzo (distacco d'estremità); pertanto si ottiene:

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

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

L'ipotesi fatta per la parete sommitale risulta verificata. Pertanto si prosegue con la verifica per accertarsi che, nella condizione ultima di crisi per distacco d'estremità del rinforzo, $M_{Rd} \geq M_{sd}$, ammontando quest'ultimo a 7 kNm/m:

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

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

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

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

La verifica nei confronti del distacco di estremità risulta pertanto soddisfatta

- Alla base:

Si ipotizza che la sezione vada in crisi per trazione nel rinforzo (distacco d'estremità); pertanto si ottiene:

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

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

L'ipotesi effettuata per la parete sommitale non risulta soddisfatta. Pertanto la crisi per distacco di estremità del rinforzo è sempre scongiurata.

11.3 INTERVENTI DI CONFINAMENTO SU COLONNE DI MURATURA

11.3.1 Esempio 1

Si vuole verificare la capacità assiale di una colonna facente parte di un edificio in muratura di laterizi (densità pari a circa 1800 kg/m^3) le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate nel seguito:

$b = 250 \text{ mm}$	base della sezione trasversale
$h = 250 \text{ mm}$	altezza della sezione trasversale
$D = \sqrt{b^2 + h^2} = 353.55 \text{ mm}$	diagonale della sezione trasversale
$H = 3000 \text{ mm}$	altezza della colonna
$A_m = b \cdot h = 6.25 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$	area della sezione trasversale
$f_{md} = 2.67 \text{ MPa}$	resistenza a compressione di progetto della muratura
$g_m = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	densità della muratura
$N_{sd} = 180 \text{ kN}$	sforzo normale di progetto

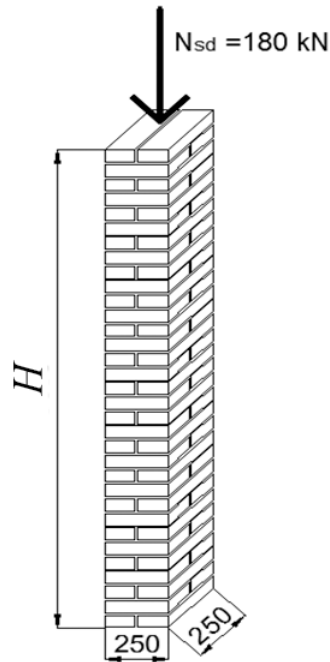


Figura 11.9 - Colonna soggetta a sforzo normale centrato

La colonna non rinforzata risulta non soddisfatta, infatti:

$N_{Rm,d} = A_m \cdot f_{md} = 166.67 \text{ kN}$ è il valore di progetto della resistenza dell'elemento

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

Si decide di intervenire mediante confinamento della colonna con sistema FRCM costituito da fibre di vetro e matrice a base di calce. Si arrotondano gli spigoli e il rinforzo FRCM ha le seguenti caratteristiche:

$r_c = 30 \text{ mm}$	raggio di arrotondamento spigoli
$E_f = 95000 \text{ MPa}$	modulo elastico longitudinale della rete
$t_f = 0.03 \text{ mm}$	spessore equivalente della rete
$\varepsilon_{uf} = 0.0164$	deformazione di rottura della rete
$\gamma_m = 1.5$	fattore parziale della rete
$\eta_a = 0.8$	fattore di conversione ambientale (esterno)
$t_{mat} = 10 \text{ mm}$	spessore della matrice del singolo strato di FRCM
$f_{c,mat} = 10 \text{ MPa}$	resistenza a compressione di progetto della matrice di FRCM
$n_f = 1$	numero di strati di FRCM

Calcolo della pressione efficace di confinamento

$$\rho_{mat} = \frac{4n_f t_{mat}}{D} = 0.11 \quad \text{percentuale geometrica di matrice di FRCM}$$

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

coefficiente di efficacia orizzontale

$$k_{mat} = 1.81 \left(\rho_{mat} \frac{f_{c,mat}}{f_{md}} \right)^2 = 0.33$$

coefficiente di efficacia della matrice di FRCM

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

deformazione di calcolo del composito FRCM

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

pressione di confinamento

$$f_{l,eff} = k_H \cdot f_1 = 0.03 \text{ MPa}$$

pressione efficace di confinamento

calcolo della resistenza a compressione della muratura confinata

$$k' = \frac{g_m}{1000} = 1.8$$

coefficiente di incremento di resistenza

$$f_{mcd} = f_m \left[1 + k' \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md}} \right)^{0.5} \right] = 3.16 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto della colonna confinata

con FRCM

calcolo dello sforzo normale resistente della muratura confinata

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

ottenendosi $N_{sd} \leq N_{Rmc,d}$.

11.3.2 Esempio 2

Si vuole incrementare del 30% la capacità portante a compressione di una colonna circolare in muratura di pietra naturale mediante la realizzazione di un confinamento con FRCM, minimizzando lo spessore del rinforzo.

Dati geometrici e meccanici dell'elemento da confinare

$$g_m = 1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

densità della muratura

$$D = 400 \text{ mm}$$

diametro della colonna

$$A_m = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 125663.7 \text{ mm}^2$$

area della sezione trasversale

$$f_{md} = 4.17 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a compressione della muratura

Calcolo della capacità resistente della colonna non confinata

$$N_{Rmd} = A_m \cdot f_{md} = 523.6 \text{ kN}$$

forza assiale massima

$$in = 1.30$$

incremento di capacità

$$N_{Rmc,d} = N_{Rmd} \cdot in = 654.5 \text{ kN}$$

target del progetto

Al fine di incrementare la resistenza a compressione della colonna si decide di eseguire un intervento di confinamento con l'ausilio di sistema FRCCM realizzato con rete in fibra di basalto e matrice a base di calce.

Caratteristiche del rinforzo

$f_{c,mat} = 13 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a compressione della matrice del composito FRCCM
$n_f = 1$	numero di strati di rete
$t_f = 0.089 \text{ mm}$	spessore equivalente della rete
$E_f = 85 \text{ GPa}$	modulo elastico longitudinale medio della rete
$\varepsilon_{uf} = 0.02$	deformazione di rottura della rete a trazione

Progetto dello spessore

Al fine di minimizzare lo spessore del composito, si determina la percentuale di rinforzo minima per cui la deformazione ultima di progetto della rete risulta pari a 0.004.

$\eta_a = 0.80$	fattore di conversione ambientale (esterno)
$\gamma_m = 1.5$	fattore parziale della rete
$k_{mat,min} = \frac{0.004 \cdot \gamma_m}{\eta_a \cdot \varepsilon_{uf}} = 0.375$	valore minimo del coefficiente k_{mat}
$\rho_{mat,min} = \frac{f_{md}}{f_{cmat}} \sqrt{\frac{k_{mat,min}}{1.81}} = 0.146$	percentuale di rinforzo minima
$t_{mat,min} = \frac{\rho_{mat,min} \cdot D}{4} = 14.6 \text{ mm}$	spessore minimo della matrice di FRCCM
$t_{mat} = 15 \text{ mm}$	spessore di progetto della matrice di FRCCM

Calcolo della pressione efficace di confinamento

$k_h = 1$	coefficiente di efficacia orizzontale
$\rho_{mat} = \frac{(4 \cdot t_{mat})}{D} = 0.15$	percentuale geometrica della matrice del rinforzo
$k_{mat} = 1.81 \cdot \left[\rho_{mat} \cdot \left(\frac{f_{cmat}}{f_{md}} \right) \right]^2 = 0.396$	coefficiente di efficacia della matrice
$\varepsilon_{ud,rid} = \min \left(0.004, k_{mat} \cdot \eta_a \frac{\varepsilon_{uf}}{\gamma_m} \right) = 0.004$	deformazione ultima di progetto della rete
$f_1 = \frac{2 \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ud,rid}}{D} = 0.1513 \text{ MPa}$	pressione di confinamento
$f_{leff} = k_H \cdot f_1 = 0.1513 \text{ MPa}$	pressione efficace di confinamento

calcolo della resistenza a compressione della muratura confinata

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

$$f_{\text{mcd}} = f_{\text{md}} \left[1 + k \left(\frac{f_{\text{leff}}}{f_{\text{md}}} \right)^{0.5} \right] = 5.52 \text{ MPa} \quad \begin{array}{l} \text{resistenza di progetto a compressione della muratura} \\ \text{confinata} \end{array}$$

calcolo dello sforzo normale resistente della muratura confinata

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

ottenendosi quindi un incremento del 32%, come richiesto.

11.4 RINFORZO DI UNA TRAVE DI C.A.**11.4.1 Progetto del rinforzo a flessione**

Si considera una trave principale su tre appoggi che sostiene un solaio di interpiano. La trave è in spessore di solaio ed appoggia su pilastri di sezione quadrata di lato 30 cm. La geometria della trave e le armature in essa presenti sono rappresentate in Figura 11.10.

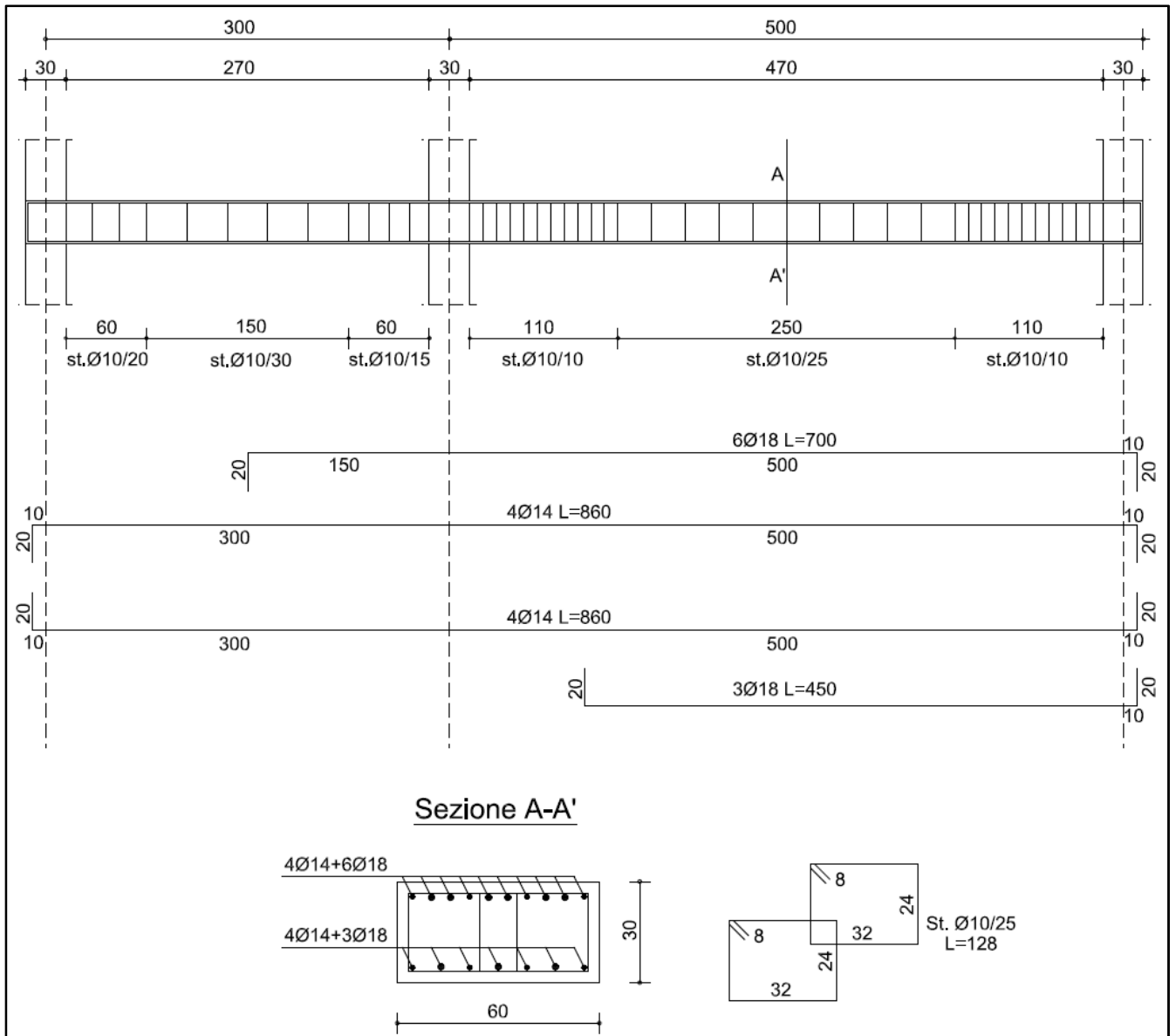


Figura 11.10 - Distinta delle armature della trave considerata.

Le caratteristiche (misurate) dei materiali sono:

- Resistenza a compressione cilindrica media del calcestruzzo: $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione media dell'acciaio: $f_{ym} = 380 \text{ MPa}$

Adottando un fattore di confidenza $FC = 1.35$, i valori di progetto delle resistenze dei materiali risultano:

- Resistenza a compressione cilindrica di progetto del calcestruzzo:
 $f_{cd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) = 14.8 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione di progetto dell'acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s) = 281 \text{ MPa}$

f_{cd} e f_{yd} sono state valutate assumendo i coefficienti parziali $\gamma_s = 1.0$ e $\gamma_c = 1.0$ per meccanismi duttili. La distanza tra il baricentro dell'armatura inferiore e superiore ed il lembo superiore della sezione è $d = 270 \text{ mm}$ e $d' = 30 \text{ mm}$, rispettivamente.

Allo stato limite ultimo, sulla trave agisce un carico uniformemente distribuito così definito:

- carico permanente (incluso il peso proprio): $q_1 = 20.00 \text{ kN/m}$
- carico variabile: $q_2 = 25.00 \text{ kN/m}$

Assumendo che la trave faccia parte di un telaio a nodi fissi e che la rigidezza flessionale del pilastro centrale sia trascurabile, si ottengono (Tabella 11.1) i valori del momento flettente sollecitante massimo M_{Ed} e del corrispondente momento flettente resistente M_{Rd} , che permette di svolgere la verifica flessionale:

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

Luce della campata [m]	Sezione	M_{Ed} [kNm]	A_s [mm ²]	A'_s [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Verifica
3.0	appoggio di sinistra	-30.2	616	616	-45.1	OK
3.0	mezzeria	31.0	616	616	45.1	OK
3.0-5.0	appoggio centrale	-115.6	616	2143	-141.8	OK
5.0	mezzeria	91.7	1379	2143	96.1	OK
5.0	appoggio di destra	-113.1	1379	2143	-141.8	OK

Tabella 11.1 - Verifiche allo stato di fatto per la trave considerata.

dove A_s e A'_s rappresentano l'armatura inferiore e superiore, rispettivamente. Le verifiche in Tabella sono state svolte, cautelativamente, trascurando il contributo dell'armatura compressa.

A seguito di una variazione nella destinazione d'uso dell'edificio, il carico variabile sulla trave aumenta del 20%:

- carico permanente (incluso il peso proprio): $q_1 = 20.00 \text{ kN/m}$
- carico variabile: $q_2 = 30.00 \text{ kN/m}$

Di conseguenza, il momento flettente sollecitante massimo aumenta:

Luce della campata [m]	Sezione	M_{Ed} [kNm]	A_s [mm ²]	A'_s [mm ²]	M_{Rd} [kNm]	Verifica
3.0	appoggio di sinistra	-34.9	616	616	-45.1	OK
3.0	mezzeria	35.7	616	616	45.1	OK
3.0-5.0	appoggio centrale	-129.2	616	2143	-141.8	OK
5.0	mezzeria	102.7	1379	2143	96.1	NO
5.0	appoggio di destra	-126.8	1379	2143	-141.8	OK

Tabella 11.2 - Verifiche per la trave considerata a seguito del cambio di destinazione d'uso.

Le verifiche in Tabella 11.2, svolte cautelativamente trascurando il contributo dell'armatura compressa, mostrano che la sezione di mezzeria della seconda campata, di luce 5 m, non risulta verificata per il momento flettente positivo $M_{Ed} = 102.7 \text{ kNm} > M_{Rd} = 96.1 \text{ kNm}$.

Si procede quindi al rinforzo a flessione della campata che non risulta verificata, applicando un composito FRCM con fibra di carbonio, per tutta la larghezza della sezione, con le seguenti proprietà meccaniche:

- Larghezza rinforzo FRCM $b_f = 600 \text{ mm}$

- Spessore equivalente $t_f = 0.055$ mm
- Modulo elastico del tessuto secco $E_f = 220$ GPa
- Tensione limite convenzionale caratteristica $\sigma_{lim,conv} = 1214$ MPa
- Tensione ultima a rottura per trazione del tessuto secco caratteristica $\sigma_{uf} = 2005$ MPa

Il valore di progetto della tensione limite convenzionale $\sigma_{lim,conv,d}$ e della tensione ultima a rottura del tessuto secco $\sigma_{uf,d}$ si ottengono considerando per tramite della 3.1, un fattore di conversione per fibra di carbonio con condizione di esposizione interna:

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

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

Il valore di progetto della corrispondente deformazioni limite convenzionale $\varepsilon_{lim,conv,d}$ e deformazione ultima a rottura del tessuto secco $\varepsilon_{uf,d}$ risultano:

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

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

Il valori di progetto della tensione $\sigma_{lim,conv,d}^{(\alpha)}$ e della deformazione $\varepsilon_{lim,conv,d}^{(\alpha)}$ limite convenzionale per crisi di tipo intermedio si ottengono moltiplicando $\sigma_{lim,conv,d}$ e $\varepsilon_{lim,conv,d}$, rispettivamente, per il coefficiente di amplificazione $\alpha = 1.5$:

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

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

La deformazione massima nel composito risulta quindi:

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

Al fine di applicare il rinforzo FRCM all'intradosso della trave, vengono rimossi tutti i carichi variabili e la trave risulta soggetta al solo carico permanente $q_1 = 20.00$ kN/m. q_1 induce un momento sollecitante sulla seconda campata $M_0 = 36.3$ kNm. La deformazione all'intradosso ε_0 dovuta a M_0 può essere calcolata in via semplificata tramite:

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

dove $E_s = 210$ GPa è il modulo elastico dell'acciaio. Il valore esatto di ε_0 , che si può ottenere dall'equilibrio alla rotazione della sezione, è $\varepsilon_0 = 0.0006$.

Inizialmente si ipotizza che la rottura della sezione rinforzata avvenga per distacco del composito. La deformazione nel composito ε_f , al lembo compresso del calcestruzzo ε_c , nell'acciaio superiore ε_s e nell'acciaio inferiore ε'_s risulta:

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

dove x è la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso e $h_f = 304\text{mm}$ la distanza della fibra del composito dal lembo compresso, che qui è stata calcolata tenendo in conto di metà dello spessore totale del composito FRCM, assunto uguale a 8 mm come indicato dal Fabbrikante.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della sezione si ottiene la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso x ed il corrispondente momento resistente della sezione rinforzata $M_{Rd,f}$:

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

dove k_1 e k_2 sono coefficienti che rappresentano, rispettivamente, l'intensità della risultante degli sforzi di compressione e la distanza di quest'ultima dal lembo compresso rapportati a $f_{cd} \cdot x \cdot b$ ed a x .

Utilizzando $\varepsilon_0 = 0.0006$ e applicando le equazioni precedenti, si ottiene:

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

Essendo la deformazione al lembo compresso del calcestruzzo $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, l'ipotesi di rottura della sezione rinforzata per distacco del composito risulta corretta. Risultando inoltre $M_{Rd,f} > M_{Ed} = 102.7 \text{ kNm}$, la sezione risulta verificata rispetto al momento flettente conseguente al cambio di destinazione d'uso, nel caso di distacco intermedio.

Al fine di verificare il composito nei confronti della crisi per distacco d'estremità, è necessario verificare che la tensione nel composito ad una distanza dal bordo del composito stesso pari alla lunghezza di ancoraggio, fissata a 300 mm, sia minore della tensione limite convenzionale di progetto $\sigma_{lim,conv,d}$. Nel caso in esame, il composito viene applicato per una lunghezza di 470 cm all'intradosso della trave nella seconda campata. Le sezioni di composito poste ad una distanza di

300 mm di bordi del composito stesso si trovano quindi in zona compressa; la verifica per distacco d'estremità risulta quindi soddisfatta.

11.4.2 Progetto del rinforzo a taglio

Secondo la normativa vigente, la forza di taglio sollecitante V_{Ed} deve essere minore della forza di taglio resistente V_{Rd} lungo tutta la lunghezza della trave:

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

dove $V_{Rd,s}$ è il taglio trazione dell'armatura metallica e $V_{Rd,c}$ è il taglio-compressione del calcestruzzo:

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

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

dove A_{sw} ed s sono l'area ed il passo delle staffe, rispettivamente, mentre $f_{ywd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s) = 245$ MPa e $f_{cd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) = 9.9$ MPa sono la tensione di progetto delle staffe e del calcestruzzo, rispettivamente, valutate assumendo i coefficienti parziali $\gamma_s = 1.15$ e $\gamma_c = 1.5$ per meccanismi fragili.

Cautelativamente si assume un angolo di inclinazione dei puntoni in calcestruzzo $\theta = 45^\circ$, mentre l'inclinazione delle staffe è $\alpha = 90^\circ$. A seguito del cambio di destinazione d'uso, le verifiche di resistenza a taglio della trave, dove la forza di taglio agente è stata valutata a filo del pilastro, risultano (Tabella 11,3):

Luce della campata [m]	Sezione	V_{Ed} [kN]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	Verifica
3.0	appoggio di sinistra	88.9	314	200	93.4	360.0	93.4	OK
3.0	appoggio di destra	135.6	314	150	124.6	360.0	124.6	NO
5.0	appoggio di sinistra	168.7	314	100	186.9	360.0	186.9	OK
5.0	appoggio di destra	169.9	314	100	186.9	360.0	186.9	OK

Tabella 11.3 - Verifiche per la trave considerata a seguito del cambio di destinazione d'uso.

Le verifiche in Tabella 11.3 mostrano che il taglio all'appoggio di destra della prima campata, di luce 3 m, non risulta verificato.

Si procede quindi al rinforzo a taglio della campata che non risulta verificata, applicando, in avvolgimento ad U, un composito FRCM con fibra di carbonio con le seguenti caratteristiche:

- Spessore equivalente $t_f = 0.070$ mm
- Modulo elastico del tessuto secco $E_f = 220$ GPa
- Tensione limite convenzionale caratteristica $\sigma_{lim,conv} = 1150$ MPa
- Tensione limite convenzionale di progetto $\sigma_{lim,conv,d} = 690$ MPa
- Lunghezza di ancoraggio $l_{Ed} = 300$ mm

Il valore di progetto della “tensione efficace” del sistema di rinforzo, indicata con f_{fed} , è valutata sulla base dei risultati della prova di distacco ed in particolare della $\sigma_{lim,conv}$, in assenza di una adeguata sperimentazione. Il rinforzo viene applicato in modo continuo con le fibre inclinate di un angolo $\beta = 45^\circ$ rispetto all’asse longitudinale della trave. La lunghezza di aderenza massima per la trave da rinforzare risulta:

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

Risultando $l_{ed} < L_{max}$, la tensione efficace di calcolo del rinforzo, f_{fed} , è fornita dalla relazione:

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

Il contributo a taglio del rinforzo FRCM è:

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

avendo assunto un fattore parziale di modello per il rinforzo a taglio $\gamma_{Rd} = 1.5$.

La resistenza a taglio della sezione rinforzata è:

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

$V_{Rd} > V_{Ed} = 135.6 \text{ kN}$, la sezione è quindi verificata.

11.5 CONFINAMENTO DI UNA COLONNA DI C.A.

Si vuole verificare la capacità assiale di una colonna a sezione circolare, soggetta a compressione centrata, facente parte di un edificio c.a. le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate nel seguito.

$D = 300 \text{ mm}$	diametro della sezione trasversale
$H = 2700 \text{ mm}$	altezza della colonna
$A_c = \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 = 7.07 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$	area della sezione trasversale
$FC = 1.2$	fattore di confidenza (LC2)
$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$	resistenza media a compressione del cls
$\gamma_c = 1.5$	fattore parziale del cls
$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} = 11.11 \text{ MPa}$	resistenza a compressione di progetto del cls
$\phi = 14 \text{ mm}$	diametro dell’armatura longitudinale
$n = 4$	numero di ferri longitudinali
$A_s = n\pi \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 615.75 \text{ mm}^2$	area totale dell’armatura longitudinale
$f_{yd} = 232 \text{ MPa}$	resistenza di progetto dell’acciaio

$N_{sd} = 1000 \text{ kN}$ sforzo normale di progetto

La colonna non rinforzata risulta non soddisfatta, infatti:

$N_{Rc,d} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 928.25 \text{ kN}$ è il valore di progetto della resistenza dell'elemento

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

Si decide di intervenire mediante confinamento della colonna con sistema FRCC costituito da fibre di carbonio e matrice cementizia. Il rinforzo FRCC ha le seguenti caratteristiche:

$E_f = 245000 \text{ MPa}$	modulo elastico longitudinale della rete
$t_f = 0.047 \text{ mm}$	spessore equivalente della rete
$\varepsilon_{uf} = 0.0081$	deformazione di rottura della rete
$\gamma_m = 1.5$	fattore parziale della rete
$\eta_a = 0.9$	fattore di conversione ambientale (interno)
$t_{mat} = 10 \text{ mm}$	spessore della matrice del singolo strato di FRCC
$f_{c,mat} = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione di progetto della matrice di FRCC
$n_f = 2$	numero di strati di FRCC

Calcolo della pressione efficace di confinamento

$$\rho_{mat} = \frac{4n_f t_{mat}}{D} = 0.27 \quad \text{percentuale geometrica di matrice di FRCC}$$

$$k_H = 1 \quad \text{coefficiente di efficacia orizzontale}$$

$$k_{mat} = 0.217 \left(\rho_{mat} \frac{f_{c,mat}}{f_{cd}} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.16 \quad \text{coefficiente di efficacia della matrice di FRCC}$$

$$\varepsilon_{ud,rid} = \min \left(k_{mat} \eta_a \frac{\varepsilon_{uf}}{\gamma_m} ; 0.004 \right) = 7.6 \cdot 10^{-4} \quad \text{deformazione di calcolo del composito FRCC}$$

$$f_1 = \frac{2n_f t_f E_f \varepsilon_{ud,rid}}{D} = 0.12 \text{ MPa} \quad \text{pressione di confinamento}$$

$$f_{1,eff} = k_H \cdot f_1 = 0.12 \text{ MPa} \quad \text{pressione efficace di confinamento}$$

calcolo della resistenza a compressione della muratura confinata

$$f_{ccd} = f_{cd} + 2.6 f_{cd} \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{cd}} \right)^{\frac{2}{3}} = 12.5 \text{ MPa} \quad \text{resistenza di progetto della colonna confinata con FRCC}$$

calcolo dello sforzo normale resistente della muratura confinata

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

12 APPENDICE 1: SUL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Sotto le ipotesi di cui al paragrafo 4.2 e con riferimento allo schema di Figura 4.1, le diverse situazioni che si possono presentare sono di seguito specificate.

Nel caso di crisi per raggiungimento della deformazione ε_{mu} al lembo compresso ($\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$ in Figura A1.1) e di asse neutro che taglia la sezione, il momento resistente di calcolo è:

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

essendo $k = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{mu}$, $t_{2f} = 2 \cdot t_f$ e y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, data da:

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

Nel caso di crisi per raggiungimento della deformazione ε_{fd} nel rinforzo ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ in Figura A1.1) e di asse neutro che taglia la sezione, se la deformazione massima ε_m della muratura soddisfa $\bar{\varepsilon}_m \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu}$, il momento resistente di calcolo è:

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

essendo $\xi = \bar{\varepsilon}_m / \varepsilon_{fd}$ e y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, data da:

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

Nel caso di crisi per raggiungimento della deformazione ε_{fd} nel rinforzo ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ in Figura A1.1) e di asse neutro che taglia la sezione, se la deformazione massima ε_m della muratura soddisfa $\varepsilon_m \leq \bar{\varepsilon}_m$, il momento resistente di calcolo è:

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

essendo $E_m = f_{md}/\bar{\varepsilon}_m$ il modulo elastico della muratura e y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, data da:

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

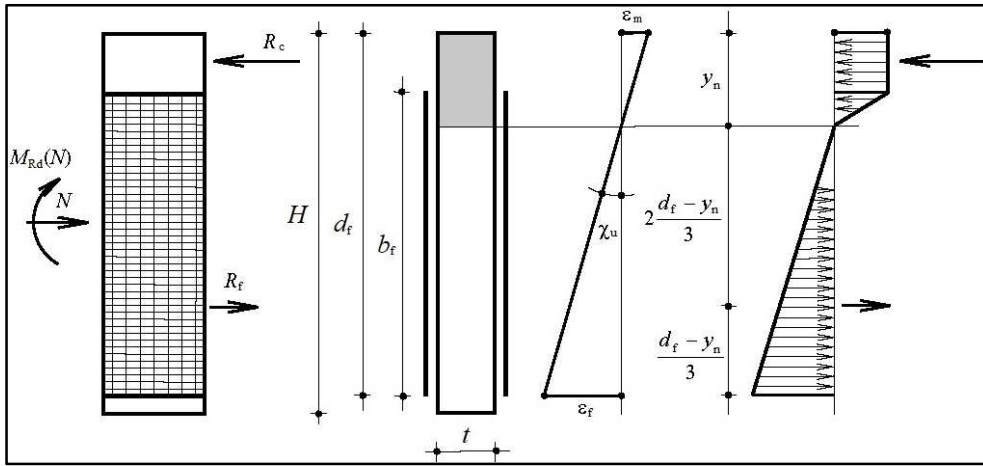


Figura A1.1 - Schema per la valutazione del momento resistente di calcolo di una sezione rinforzata con FRCM.

In maniera semplificata, il momento resistente di calcolo può essere valutato assumendo un diagramma delle tensioni di compressione costante e pari a $\alpha_m f_{md}$, esteso ad una porzione di sezione profonda βy_n , essendo y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso. Si deve assumere $\alpha_m = 0,85$ e $0,6 \leq \beta \leq 0,8$. Utilizzando questo approccio, con riferimento allo schema di Figura A1.2, i casi che si possono presentare sono i seguenti.

Nel caso di crisi per raggiungimento della deformazione ε_{mu} al lembo compresso ($\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$ in Figura A1.2) e di asse neutro che taglia la sezione, il momento resistente di calcolo è:

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

essendo y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, data da:

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

Nel caso di crisi per raggiungimento della deformazione ε_{fd} nel rinforzo ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$ in Figura A1.2) e di asse neutro che taglia la sezione, il momento resistente di calcolo è:

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

essendo y_n la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, data da:

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

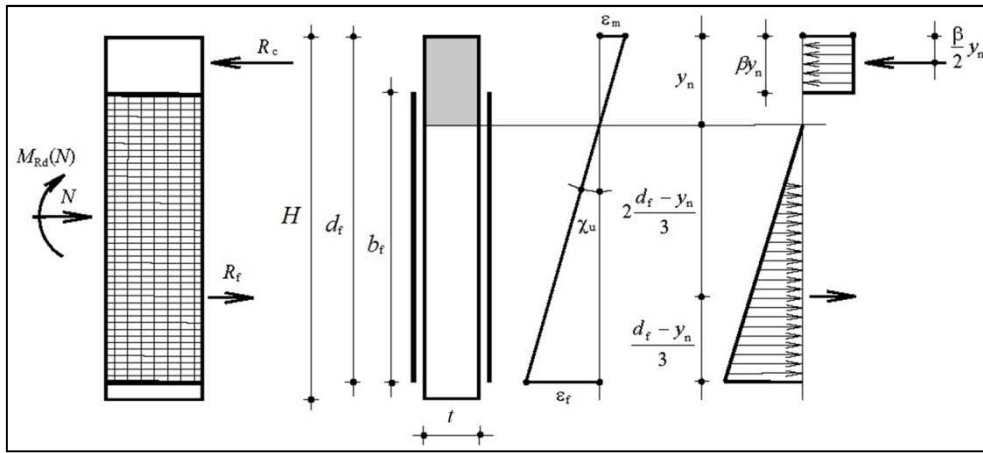


Figura A1.2 - Schema per la valutazione del momento resistente di calcolo di una sezione rinforzata con FRCM con tensione di compressione costante nella muratura.

Gli altri simboli utilizzati nelle (A1.1 – A1.10) sono definiti in Figura A1.1 ed in Figura A1.2. In particolare:

- H è la lunghezza della parete (altezza della sezione);
- t è lo spessore della parete (larghezza della sezione);
- t_{2f} è lo spessore equivalente complessivo delle fibre applicate sulle due facce;
- d_f è la distanza tra il lembo compresso e la fibra del rinforzo più distante da questo;
- N_{Sd} è lo sforzo normale di compressione applicato (eventualmente nullo nel caso delle fasce di piano).

Nel caso di rinforzi disposti a strisce il momento resistente di calcolo può valutarsi in modo analogo, trascurando eventuali strisce disposte in zona compressa. Se l'interasse p_f delle strisce di larghezza b_f (Figura A1.3) è sufficientemente piccolo rispetto all'altezza della sezione, il momento resistente di calcolo può determinarsi con le formule sopra riportate sostituendo allo spessore t_{2f} lo spessore equivalente:

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

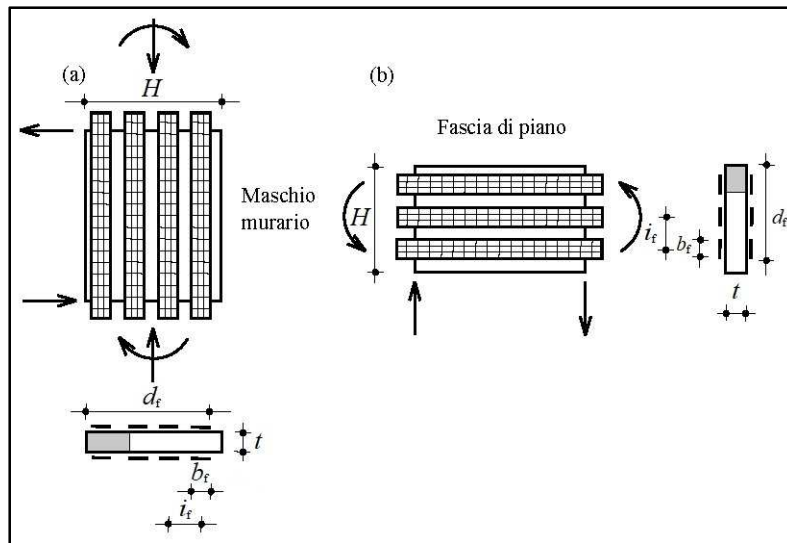


Figura A1.3 - Rinforzo a strisce con FRCM di pannelli sollecitati nel piano.

13 APPENDICE 2: SULLA VERIFICA DELLA SOLIDARIETÀ TRA RINFORZO E STRUTTURA IN CASO DI SUPPORTO CURVO

La verifica di tenuta del rinforzo in relazione ai carichi applicati, quando il rinforzo è applicato ad un elemento strutturale concavo (Figura A2.1.a) presuppone l'equilibrio di un elemento di rinforzo di arco ds (Figura A2.1.b).

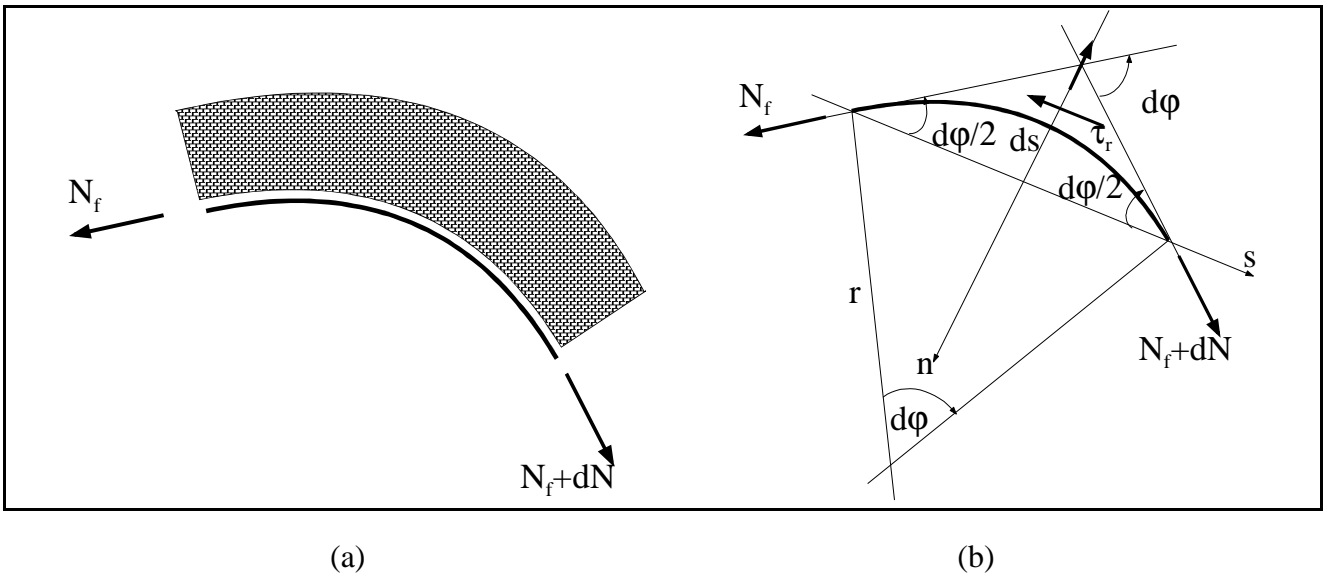


Figura A2.1- (a) Rinforzo applicato all'intradosso; (b) Equilibrio del rinforzo.

Con riferimento ad una superficie curva, si nota che, per effetto della curvatura, oltre ad una interazione longitudinale tra rinforzo e supporto, si desta anche una tensione radiale, ortogonale alla superficie di connessione (*bond surface*), e dunque si ha un effetto combinato della trazione (variabile) nel rinforzo curvilineo da un lato e della curvatura dall'altro.

Quindi la verifica da effettuarsi concerne il meccanismo connesso alla rottura (distacco) per effetto combinato dello sforzo normale con curvatura e dello sforzo normale variabile nel rinforzo FRCM curvilineo.

Con riferimento a Figura A2.1b, per il generico tratto elementare curvilineo di lunghezza ds le condizioni di equilibrio radiale si esprimono, nella direzione "s" secante (secondo la corda sottesa dal tratto):

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

e nella direzione "n" normale (alla corda sottesa dal tratto):

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

Data la piccolezza dell'angolo di curvatura $d\varphi \ll 1$ relativo al tratto, si ha:

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

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

Ed in definitiva l'interfaccia tra il rinforzo e l' elemento murario si troverà soggetta ad una azione longitudinale τ_r ed una azione ortogonale di distacco σ_r :

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

nella quale b è la larghezza del rinforzo, r rappresenta il raggio di curvatura e N_f è lo sforzo esercitato sui filamenti del rinforzo sotto la condizione di carico considerata, dedotto dall' equilibrio globale del sistema strutturale.

Combinando l' azione normale con quella tangenziale (Figura A2.2) :

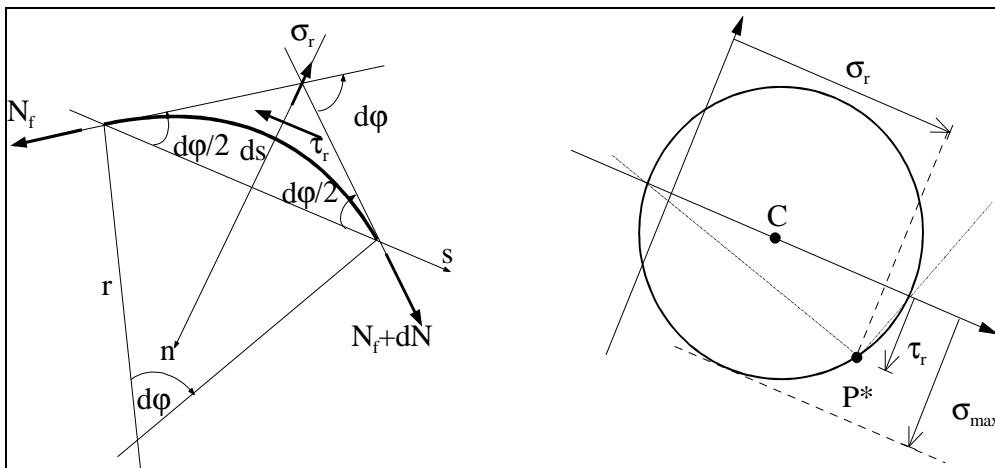


Fig. A2.2 - Combinazione della tensione normale con la tensione tangenziale.

si ottiene:

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

e dovrà essere verificato che:

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

dove σ_{rt} rappresenta la resistenza a trazione minima tra i relativi valori caratteristici della matrice e del supporto, e γ_{rt} è il fattore parziale definito nel paragrafo 4.5.

Se il rinforzo invece è applicato all'estradosso (elemento d' arco convesso), si potrà trascurare la s_r (che in tal caso risulterebbe di compressione e quindi non destabilizzante), e quindi fare riferimento alla verifica nei termini seguenti:

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

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

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
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, Miami, Florida
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

Coordinatore:

ASCIONE Prof. Luigi

Segreteria:

LIGNOLA Prof. Gian Piero

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare e sottoposto ad inchiesta pubblica in data 23/10/2018 ed a conclusione dell'inchiesta pubblica, con le modificazioni che ne sono derivate, è stato approvato in versione definitiva in data 06.02.2019 dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni", così composta:

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