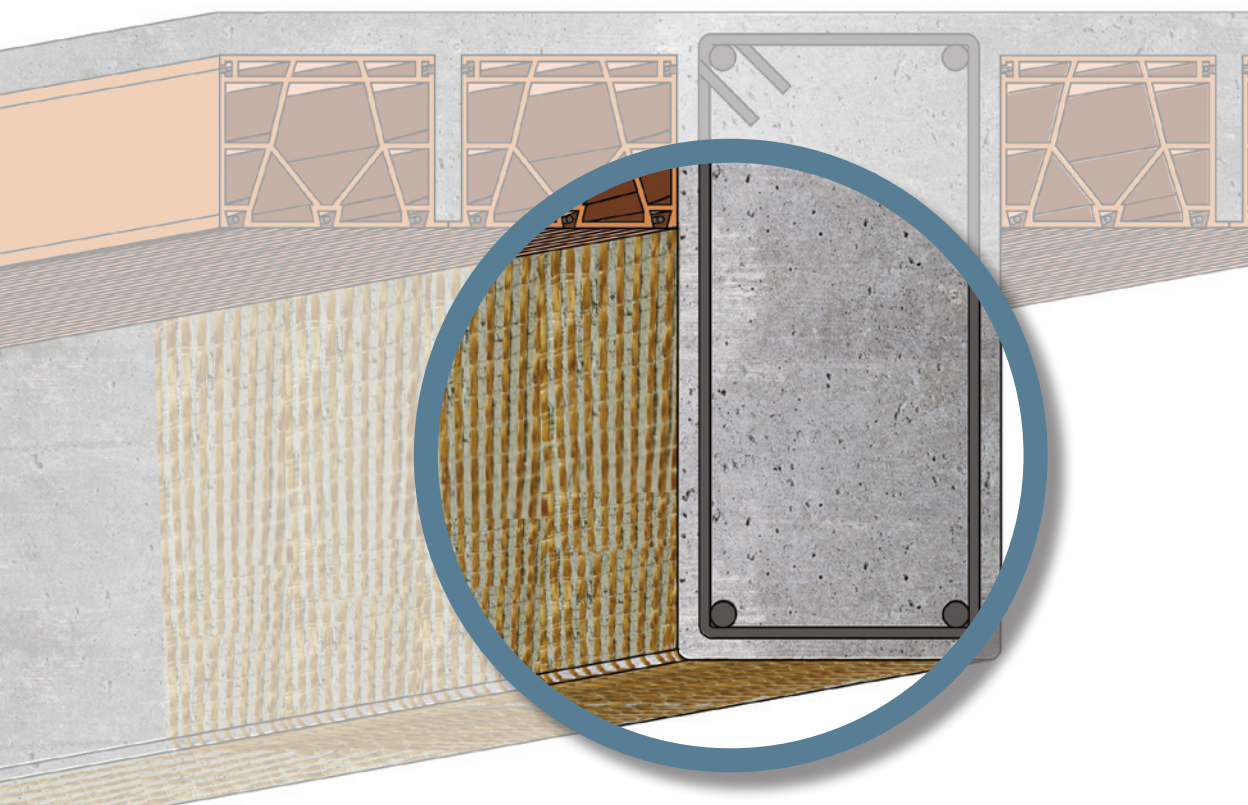


Antonio Trimboli

Guida ai materiali FRCCM per il rinforzo delle strutture in c.a. e in muratura



RUREGOLD

INNOVATION & SAFETY FOR BUILDING

Antonio Trimboli

**Guida ai materiali FRCM
per il rinforzo delle strutture
in c.a. e in muratura**

INDICE

1. PREMESSE	5
2. SGUARDO ALL'EVOLUZIONE DEI MODERNI MATERIALI DA RINFORZO	9
2.1 DISTRINZIONE CONCETTUALE TRA LE TIPOLOGIE DI RINFORZO.....	10
2.2 I CALCESTRUZZI ESPANSIVI.....	13
2.3 IL BETÓN PLAQUÉ	16
2.4 I MATERIALI FRP	20
2.5 I MATERIALI FRCM	23
2.6 I BETONCINI FIBRORINFORZATI UHPC	30
3. APPROCCIO AGLI INTERVENTI SULLE STRUTTURE ESISTENTI	34
3.1 ARTICOLAZIONE DI UNA CAMPAGNA DIAGNOSTICA ESAUSTIVA	35
3.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE	41
3.3 SCELTA MOTIVATA DELLA TECNICA DI RINFORZO	45
3.4 GARANZIA DELLA FUNZIONALITÀ DELLA TECNICA DI RINFORZO ADOTTATA	48
3.5 SINTESI DELLE TECNICHE DI RINFORZO DEGLI ELEMENTI IN C.A.....	51
3.6 SINTESI DELLE TECNICHE DI RINFORZO DEGLI ELEMENTI IN MURATURA	53
4. I MATERIALI FRCM PER IL RINFORZO STRUTTURALE	59
4.1 I RINFORZI FRCM PER LE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO	67
4.1.1 Criteri di dimensionamento	67
4.1.2 Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo	77
4.2 I RINFORZI FRCM PER LE COSTRUZIONI IN MURATURA	81
4.2.1 Criteri di dimensionamento	87
4.2.2 Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo	110
5. CONCLUSIONI	115

1. PREMESSE

Nel campo dei rinforzi strutturali è ormai consolidato da molto tempo l'utilizzo dei materiali compositi, intendendo con questa dicitura materiali composti da una matrice polimerica (FRP) o idraulica (FRCM) armata con fibre sintetiche di tipo lungo (carbonio, PBO, vetro, basalto) resistenti a trazione.

Le prime applicazioni di materiali FRP (Fiber Reinforced Polymers), i quali sono l'evoluzione del cosiddetto beton plaqué, per rinforzare elementi strutturali risalgono ormai agli anni Ottanta del XX secolo.

Mentre l'avvento dei materiali di rinforzo FRCM (Fabric Reinforced Cementitious matrix), a loro volta evoluzione dei materiali FRP, risale al 2001 quando vengono brevettati i primi sistemi di rinforzo di questo tipo sviluppati nei laboratori dell'attuale società Ruregold.

In analogia a quanto accadde con il cemento armato alla fine del 1800, anche per i materiali compositi, le prime applicazioni furono eseguite facendo riferimento allo stato delle conoscenze tecniche delle quali erano depositarie le aziende del settore sia per il dimensionamento che per la messa in opera. E soltanto dopo qualche anno sono comparse le prime normative tecniche ufficiali.

Allo stato attuale è ormai possibile fare riferimento, per i tecnici e per le maestranze che utilizzano i materiali compositi per rinforzare strutture esistenti, a norme tecniche di comprovata validità ovvero testate su una moltitudine di sperimentazioni e allineate alle norme tecniche generali per le costruzioni riguardo all'approccio ai livelli di sicurezza.

Le prime norme ufficiali per rinforzi con materiali compositi sono infatti presenti da alcuni anni, per gli FRP dal 1997 e per gli FRCM dal 2013, e sono fondate sui principi centenari della Tecnica delle Costruzioni, semplicemente integrati con le conoscenze che risalgono ai risultati sperimentali ottenuti su questi materiali specifici.

Oggi, grazie alla presenza delle norme di riferimento che ne disciplinano l'impiego e alle numerose applicazioni realizzate con successo, l'impiego di queste tecnologie si è diffuso rapidamente.

È tuttavia importante, da parte del progettista, possedere piena padronanza delle norme tecniche e dei concetti ivi contenuti.

Infatti all'interno della stessa tipologia di materiali compositi sussistono marcate differenze tra i prodotti presenti in commercio; per questa ragione è importante poter dominare la scelta dei parametri da utilizzare in sede di calcolo. Si pensi ad esempio ai materiali FRP basati sulle fibre di carbonio, per i quali esistono in commercio una svariata gamma di tipi con caratteristiche meccaniche anche sensibilmente differenti tanto per la resistenza a trazione (da 2.800 N/mm² a 4.800 N/mm²) che per il modulo elastico (da 190.000 N/mm² a 390.000 N/mm²).

Inoltre l'uso sempre più spinto dei software dedicati al calcolo automatico delle strutture, che suggeriscono parametri impostati a priori sui quali a volte il progettista non ha modo di poter intervenire, non permette ai tecnici di prendere confidenza con i parametri basilari che regolano i meccanismi di calcolo degli elementi strutturali rinforzati con materiali compositi FRP o FRCM.

L'obiettivo di questo testo è proprio quello di facilitare la comprensione delle norme di calcolo dei materiali compositi focalizzando l'attenzione sui concetti sui quali sono basati gli algoritmi di calcolo, i quali non sono altro che concetti generali della Tecnica delle Costruzioni e da questo punto di vista non introducono nessuna novità.

L'innovazione apportata dai materiali compositi nel settore dell'edilizia, ed in particolare nella disciplina dei rinforzi strutturali, è infatti soltanto quella tecnologica dal punto di vista chimico. Mentre le regole di dimensionamento sono la naturale evoluzione delle regole generali già presenti senza aggiunte di rilievo.

Semmai la vera novità introdotta dai materiali compositi, FRP ed FRCM, risiede nel fatto che essi riportano ad un ruolo centrale il dimensionamento a cura del progettista.

Infatti, mentre per il dimensionamento degli elementi strutturali di una nuova costruzione il tecnico può avvalersi dell'esperienza e delle nozioni generali per cogliere facilmente eventuali incoerenze nei risultati di un software di calcolo (dovute ad esempio anche soltanto ad input non corretti nelle unità di misura dei carichi), al contrario nel caso del dimensionamento dei rinforzi strutturali di un elemento facente parte di una costruzione esistente non è facile che salti all'occhio un errore di input.

E ciò perché il dimensionamento di un rinforzo dipende da numerosi parametri e, anche in situazioni apparentemente simili, può essere sensibilmente diverso da caso a caso.

Pensiamo ad esempio alla resistenza a taglio di una trave in cemento armato: mentre nel caso di una nuova costruzione siamo abituati ad aspettarci staffe in acciaio ϕ 8 disposte ad interassi molto prossimi, inferiori a 10 cm, quando invece dobbiamo dimensionare il rinforzo a taglio con materiali compositi è difficile predire la quantità di fibre necessarie perché questa dipende da troppi parametri (geometria della trave, quantità di staffe esistenti, resistenza del calcestruzzo e soprattutto dell'acciaio delle staffe esistenti).

Altra considerazione importante riguarda la grande varietà di sistemi compositi (anche all'interno della stessa categoria, FRP o FRCM), non solo legata alle diverse proprietà meccaniche delle fibre lunghe resistenti a trazione (carbonio, PBO, vetro, basalto), ma anche alla grammatura, alla tessitura, ed alla matrice. E ciò richiede che il tecnico esegua una valutazione iniziale che possa guidare la scelta definitiva, valutazione che dovrebbe consistere nell'esecuzione di calcoli di dimensionamento preliminare con formule semplici, grazie alle quali lo stesso possa acquisire dimestichezza con i numeri associati alle quantità del materiale di rinforzo.

Un'altra ragione è dovuta al fatto che le Norme Tecniche per le Costruzioni ufficiali non contengono ancora le regole di calcolo dei rinforzi con materiali compositi, come viceversa fanno per gli altri materiali da costruzione (cemento armato, muratura, legno e acciaio), mentre piuttosto indirizzano il progettista allo studio di altri documenti tecnici (ad esempio quelli emanati dal CNR e dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

In questo senso l'acquisizione di una maggiore padronanza tecnica consentirà al progettista di riferirsi al meglio a questi nuovi materiali, presenti in edilizia come rinforzi FRP da ormai 40 anni e FRCM da circa 20 anni.

A ciò si aggiunga che non tutti i software dei codici di calcolo automatico in commercio prevedono la possibilità esplicita di inserire un rinforzo con materiali compositi e quindi, quando tali materiali non sono nell'archivio di base del software, allora bisogna eseguire alcune analisi preliminari per modellarne la presenza, analisi che implicano necessariamente dei calcoli autonomi.

L'impiego dei materiali compositi, FRP e FRCM, consente quindi al progettista di acquisire un ruolo centrale nel calcolo del dimensionamento dell'intervento, per il quale il presente volume vuole essere una guida tecnica di riferimento.

2. SGUARDO ALL'EVOLUZIONE DEI MODERNI MATERIALI DA RINFORZO

La disciplina delle tecniche di intervento sulle costruzioni esistenti ha avuto un rapido sviluppo soltanto circa 50 anni fa, e questo per alcune ragioni.

Fino al 1900 circa infatti, per molti secoli sono state utilizzate prevalentemente le tipologie costruttive legate all'uso della muratura e del legno, alle quali poi soltanto dal 1800 si sono affiancate le costruzioni in acciaio.

Per la muratura ed il legno, quando si presentava la necessità di intervenire per danni prodotti da terremoti o per degradazione del legno, si ricorreva ad interventi localizzati nelle porzioni da risanare sostituendo le parti danneggiate con nuovi elementi dello stesso materiale.

Nello specifico si utilizzavano le tecniche della ricucitura muraria e della sostituzione delle travi lignee, con un approccio che oggi diremmo conservativo anche se in realtà era semplicemente dovuto all'evidenza che comunque non esistevano alternative.

L'unica eccezione che poteva comportare l'aggiunta di un nuovo materiale ad un organismo esistente era rappresentata dalle catene in acciaio usate per cerchiare edifici danneggiati inserendole in corrispondenza dei solai e delle coperture.

A partire dal 1900 la tecnologia dei materiali ha avuto uno sviluppo crescente, portando sulla scena innanzitutto il cemento armato come nuovo sistema costruttivo, e poi via via materiali dei tipi più svariati, grazie ai progressi della chimica per l'edilizia.

La spinta decisiva per i progressi nel campo dei rinforzi strutturali si è avuta a partire dagli anni Cinquanta, sia perché in quel periodo prese il via la massiccia ricostruzione degli edifici e delle infrastrutture danneggiati dai bombardamenti della guerra appena conclusa, e soprattutto perché ci si

accorse che il cemento armato, il nuovo sistema costruttivo che aveva soppiantato i sistemi tradizionali non “durava per l’eternità” contrariamente a quanto per molto tempo si era creduto, ma al contrario soffriva delle patologie di naturale degrado che interessano il calcestruzzo e l’acciaio, rispettivamente la carbonatazione e l’ossidazione.

2.1 Distinzione concettuale tra le tipologie di rinforzo

È possibile classificare i materiali da costruzione usati con funzione di rinforzo in tanti modi.

Una possibilità è quella di distinguerli in due categorie generali in base all’obiettivo da raggiungere rapportato alla capacità resistente:

- rinforzi finalizzati al **ripristino** delle capacità iniziali;
- rinforzi mirati all’**incremento** delle capacità iniziali.

Questa distinzione è utile perché i principi di funzionamento su cui si basano i materiali di rinforzo appartenenti alle due categorie sono differenti, e quindi conduce il progettista a riflettere su quali requisiti dover investire in fase progettuale a seconda del sistema scelto.

I primi sono realizzati in continuità con l’elemento su cui si interviene, realizzati con materiali che ricostruiscono la monoliticità dell’elemento (ad esempio protesi in muratura, in legno e in cemento armato), ricorrendo prevalentemente a materiali di rinforzo dello stesso tipo di quelli originari.

I secondi sono inseriti esternamente all’elemento da rinforzare, realizzati con materiali che agiscono esternamente all’elemento (ad esempio materiali compositi FRP ed FRCM, betón plaqué, tirantature in acciaio, intonaco armato per muratura, calcestruzzi alleggeriti, betoncini per camicie di inspessimento).

La prima categoria di rinforzi riguarda il caso in cui bisogna ripristinare la capacità resistente iniziale di un elemento strutturale, compromessa, anche soltanto in parte, a causa di un evento eccezionale o per semplice usura del materiale.

Il principio di funzionamento dei rinforzi di questo tipo è quindi quello della compenetrazione tra parte esistente e porzione aggiunta, e tale principio è

tanto più assecondato quanto meglio si cura il dettaglio esecutivo relativo all'estensione del tratto di ammassamento.

È questo il caso in cui ad esempio bisogna intervenire sul nodo puntone-catena di una capriata laddove il legno risulti ammalorato.

L'obiettivo del rinforzo può essere raggiunto mediante la rimozione del legno ammalorato in prossimità dei nodi puntone-catena e ricostruendo il nodo mediante protesi in legno in luogo del materiale asportato, potendo realizzare la continuità fra i due elementi, protesi in legno nuovo e asta in legno esistente, con un'unione a tenone e mortasa solidarizzata per mezzo di resina epossidica e di spinotti in legno.

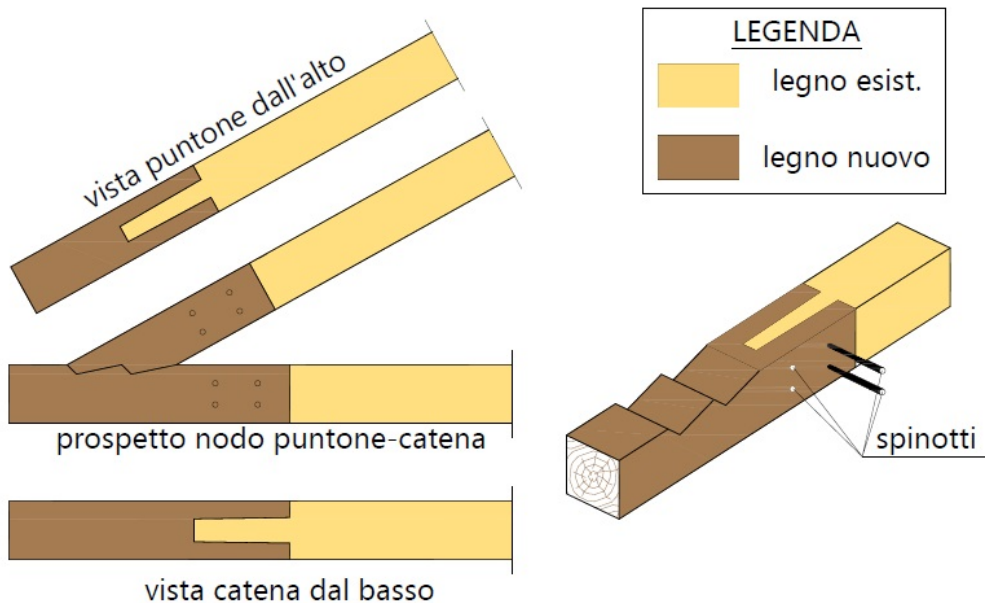


Fig. 1 – Ricostruzione di un nodo di capriata usando legno con legno

Come evidente, un intervento di questo tipo non permette di incrementare la resistenza originaria, ma soltanto di ridare al nodo della capriata il funzionamento iniziale nel caso risulti pregiudicato per qualsiasi motivo.

E ugualmente accade per l'intervento di ricucitura muraria in corrispondenza di aperture o discontinuità realizzate in un secondo tempo, mediante l'inserimento di nuovi mattoni ben ammassati alle pareti murarie esistenti.



Fig. 2 – Ricucitura muraria dopo la rimozione di una canna fumaria

Diverso è invece il caso in cui bisogna aumentare la resistenza iniziale di una singola unità strutturale o anche dell'intera costruzione, essendo in tal caso necessario introdurre materiali di rinforzo da collocare sulle superfici esterne.

Questa volta il principio di funzionamento del sistema di rinforzo è l'aderenza tra questo e l'elemento strutturale esistente.

La differenza tra il primo caso, di rinforzo mirato al semplice ripristino, ed il secondo caso, di rinforzo volto ad incrementare le prestazioni, è pertanto sostanziale in quanto mentre nel primo caso per assicurare l'interazione tra nuovo ed esistente è sufficiente valutare la consistenza dell'elemento originario e quindi prescrivere materiali di rinforzo della stessa tipologia, quando invece si accoppia un materiale totalmente diverso da quello di partenza, allora bisogna valutare attentamente tutti gli aspetti che intervengono nell'interazione tra i due diversi materiali in merito alla compatibilità non solo meccanica, ma anche chimica e fisica.

In particolare, è importante garantire che l'aderenza sull'interfaccia sia tale da permettere al rinforzo di sviluppare le proprie caratteristiche meccaniche sia di resistenza a compressione che di quella a trazione.

In aggiunta, si osserva che mentre un semplice intervento di ripristino non altera la rigidità dell'elemento rinforzato e quindi nemmeno il comportamento globale di una costruzione, diversamente, un rinforzo esterno che aumenti lo spessore iniziale di un elemento incrementa, oltre che la capacità resistente e deformativa, anche la rigidità e quindi può comportare una modifica al comportamento strutturale d'insieme che dovrà essere valutata.

In tal senso interventi di rinforzo con materiali FRP e FRCM, soprattutto se utilizzati con una configurazione a traliccio con fasce discontinue, apportano modifiche trascurabili della rigidità dell'elemento sul quale si applicano, e ciò in virtù del loro esiguo spessore.

Nel seguito si descrivono sinteticamente le famiglie dei materiali utilizzati nel rinforzo strutturale che in qualche modo hanno rappresentato una innovazione nel recente passato, tratteggiandone le peculiarità essenziali al fine di poter cogliere gli aspetti che hanno caratterizzato il percorso che dai primi sistemi semplici ha portato allo sviluppo dei materiali FRCM.

2.2 I calcestruzzi espansivi

Il materiale che più ha cambiato l'approccio alla concezione della progettazione delle strutture è senza dubbio il cemento armato.

Il cemento armato ha infatti inciso culturalmente in maniera sostanziale dal momento della sua comparsa per le sue enormi potenzialità che hanno permesso di realizzare strutture fino a prima nemmeno concepibili, e tale fatto ha rotto la barriera dei limiti dell'inventiva tecnica spingendo l'uomo a sperimentare in continuo.

Questo processo conoscitivo di tipo empirico ha stimolato tecnici e industria delle costruzioni ad ideare anche materiali idonei ad incrementare la capacità di resistenza del patrimonio edilizio esistente.

Il cemento armato è sempre stato quindi non solo un semplice materiale adatto per le nuove costruzioni ma anche un materiale usato come campo di prova per i sistemi di rinforzo.

Ed è proprio a partire dal sistema cemento armato che è nato il moderno approccio al concetto di rinforzo inteso come incremento prestazionale.

Infatti, il problema di come intervenire su costruzioni esistenti di questo tipo si presentò per la prima volta su vasta scala nel Secondo Dopoguerra, e quindi dopo il 1945, ovvero quando ormai la tecnica costruttiva del cemento armato aveva definitivamente preso il sopravvento sui sistemi in muratura ed in carpenteria metallica.

Nei casi in cui i bombardamenti avevano provocato soltanto danni locali sui manufatti, ma non il crollo, allora risultava più economico e rapido riparare le strutture danneggiate piuttosto che demolirle e ricostruirle.

La necessità di salvare le opere in cemento armato parzialmente distrutte durante gli eventi bellici portò quindi a concepire interventi mirati a risanare le sole zone danneggiate con protesi realizzate sempre in cemento armato.

Gli interventi di riparazione locale prevedevano, infatti, la semplice ricostruzione delle zone danneggiate mediante la rimozione del calcestruzzo in fase di distacco mantenendo integre le armature esistenti, la successiva introduzione di nuove armature ancorate nelle parti non danneggiate, ed il getto finale di calcestruzzo con lo scopo di ripristinare la continuità tra le parti rimaste integre.

La diffusione di questa tecnica di riparazione fu allora agevolata dalla contemporanea nascita dei cementi espansivi.

Numerosi furono i casi di ricostruzione di ponti danneggiati per strategie militari, laddove l'intervento prevedeva spesso il ricorso a martinetti idraulici per riportare allineati in piano gli impalcati e la successiva realizzazione di protesi cementizie armate atte a ripristinare la continuità strutturale tra i tronconi viari disconnessi.

A titolo di esempio, le tre fotografie della figura 3 mostrano in sequenza le fasi esecutive del recupero di un viadotto prossimo alla stazione di Baroncourt (Francia), mentre nella figura 4 è rappresentato l'intervento di riparazione del ponte a Chissay-en-Touraine (Francia).



Fig. 3 – Fasi della ricostruzione di un ponte in c.a. parzialmente distrutto

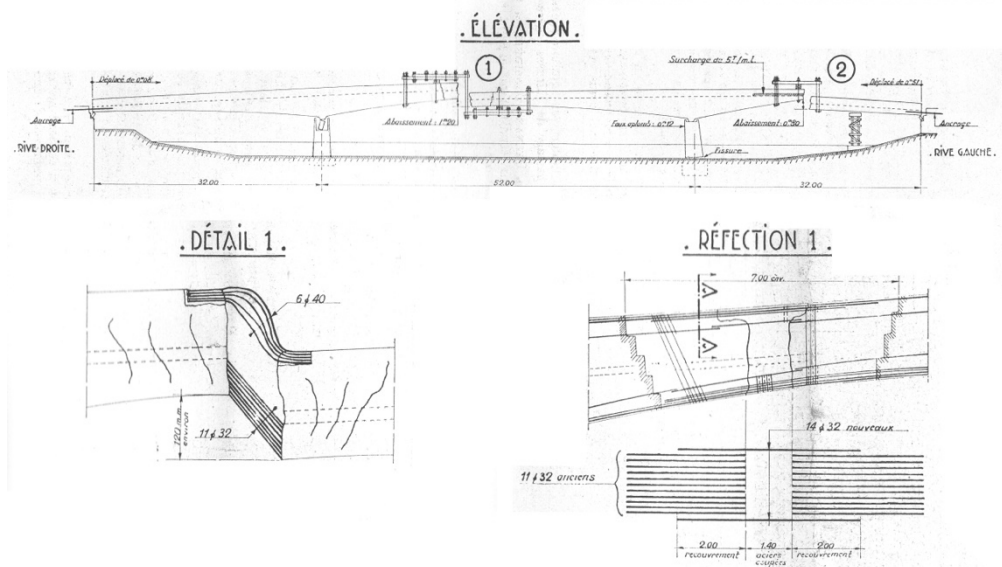


Fig. 4 – Schema dell'intervento di ricostruzione di un ponte con protesi in c.a.

2.3 Il betón plaqué

Nel corso dei successivi decenni altre questioni, differenti dal dover riparare opere danneggiate, ma questa volta dettate dall'esigenza di intervenire in un'ottica di prevenzione fecero maturare la necessità di disporre di tecniche di intervento più evolute.

Già a partire dal 1970, furono osservati i primi casi di deterioramento di opere in cemento armato che posero degli interrogativi sulla durata delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e delle barre di armatura metallica.

Infatti, fu allora che apparvero i primi problemi delle costruzioni in cemento armato dovuti all'età, e cioè alla carbonatazione del calcestruzzo ed alla ossidazione delle barre di acciaio.

Si apprese pertanto quasi inaspettatamente che anche il cemento armato invecchia e ciò accade semplicemente perché il calcestruzzo deteriora in quanto la carbonatazione è un fatto fisiologico, e deteriorando si può verificare poi il distacco dello strato esterno, cui segue l'inevitabile ossidazione delle barre di armatura a quel punto sprovviste di protezione.

Fu quindi necessario sviluppare tecniche di intervento mirate a ripristinare la resistenza iniziale.

In questo contesto nacque, in maniera naturale per le conoscenze dell'epoca, la tecnica di rinforzo del betón plaqué che prevede l'uso di piatti in acciaio incollati alle superfici esterne degli elementi da rinforzare.

Il betón plaqué venne da subito utilizzato prevalentemente per incrementare la resistenza a flessione di travi e solette in cemento armato, in particolare per i ponti.

Ed in effetti le uniche norme tecniche ufficiali che possano costituire un utile riferimento per il dimensionamento di rinforzi in betón plaqué sono le britanniche BA 30/94 "*Strengthening of Concrete Highway Structures Using Externally Bonded Plates*" emanate nel 1994.

Si osserva innanzitutto che benché la tecnica del betón plaqué sia stata utilizzata già a partire dal 1970 circa, le norme tecniche ufficiali per i rinforzi in questo materiale sono apparse soltanto molti anni dopo.

Del resto nel settore dell'edilizia è frequente constatare che prima entra in scena una innovazione sulla spinta del mondo industriale che la promuove, e poi, dopo una prima fase sperimentale, tale innovazione viene disciplinata emanando norme tecniche ufficiali che recepiscono le conoscenze disponibili.

Ad esempio, anche per il cemento armato le prime realizzazioni di edifici si registrano a partire dal 1890 circa, mentre le prime norme tecniche ufficiali risalgono al 1906 e sono le "*Instructions relatives a l'emploi du calcul de Béton Armé*" contenute nella circolare del Ministero dei Lavori Pubblici francese del 20.10.1906.

La seconda considerazione da fare è che dal 1994 non sono state emanate altre norme tecniche sul betón plaqué e pertanto non esistono in concreto norme che trattino questa tecnica di rinforzo che si siano evolute di pari passo con le altre norme tecniche che via via vengono periodicamente aggiornate, come puntualmente avviene per esempio con le norme tecniche generali o anche con le norme sui materiali compositi.

Tornando alle suddette norme britanniche sul betón plaqué, è utile rilevare che prescrivevano uno spessore di almeno 4 mm per i piatti per prevenirne l'imbozzamento durante le fasi della sabbiatura e della messa in opera, e poi il rapporto tra la larghezza e lo spessore non doveva essere minore di 50, mentre la lunghezza massima dei piatti doveva risultare usualmente limitata a 6 metri per ragioni di movimentazione.

Oltre all'adesivo epossidico utilizzato sull'interfaccia dell'elemento da rinforzare, è comunque necessario ricorrere anche ad ancoraggi meccanici con barre filettate bullonate posizionate alle estremità dei piatti per evitarne il distacco.

Ad ogni modo la corretta messa in opera si realizza dopo aver preparato la superficie di calcestruzzo, aver sabbato la superficie metallica sul lato da incollare, inserendo poi a pressione il piatto metallico mediante puntelli, risultando quindi più laboriosa rispetto ai più moderni sistemi con materiali compositi FRP e FRCM.

La tecnica del betón plaqué è via via sempre meno impiegata perché l'acciaio disposto all'esterno senza spessore di ricoprimento di calcestruzzo risulta naturalmente soggetto alla corrosione e quindi non garantisce la durabilità richiesta per le costruzioni civili.

Inoltre esistono ormai tecniche di rinforzo la cui messa in opera risulta decisamente più semplice rispetto al betón plaqué e più vantaggiosa in termini prestazionali.

A testimonianza del progressivo abbandono è il fatto che, come detto, dal 1994 non sono più state pubblicate norme tecniche sul betón plaqué, piuttosto le istruzioni britanniche del 1994 rappresentano un fatto episodico di norme tecniche su tale materiale.



Fig. 5 – Esempio applicazione rinforzo con betón plaqué su trave in c.a.

Se in un primo momento l'esigenza di poter usufruire di tecniche di rinforzo mirate ad aumentare le prestazioni strutturali, come il betón plaqué, era legata al deterioramento per usura da età delle costruzioni in c.a., in una seconda fase la ragione che contribuì a far maturare gradualmente una certa coscienza di prevenzione fu anche un'altra.

Infatti, gli eventi sismici occorsi nel secolo scorso misero frequentemente in luce come spesso per il c.a. le buone regole del costruire fossero state disattese: staffe in numero insufficiente e comunque mal realizzate, ancoraggi delle armature inadeguati, scarso spessore del copriferro, costituivano nella maggior parte dei casi la ragione primaria del collasso prematuro delle costruzioni in cemento armato.

Allo scopo di ridurre la vulnerabilità degli edifici esistenti furono quindi via via sviluppate anche altre tecniche di intervento di tipo evoluto, migliorando quella del betón plaqué e facendo ricorso alle novità nel settore dei materiali.

Le tecniche di rinforzo che via via si andarono affinando hanno previsto l'introduzione di un nuovo materiale sull'esterno: in avvolgimento continuo (camicia in c.a., camicia in acciaio) conferendo resistenza aggiuntiva a compressione ed a trazione, oppure limitatamente alle zone dove necessario apportare resistenza a trazione (betón plaqué, FRP, FRCM).

Se il campo di prova delle tecniche di rinforzo fu inizialmente quello delle costruzioni in cemento armato, ad ogni modo l'approccio alla prevenzione fu ovviamente esteso anche alle costruzioni in muratura.

Laddove per la muratura le tecniche di intervento con i nuovi materiali si affiancarono a quelle tradizionali, partendo dalla tecnica dell'intonaco armato ed arrivando anche in questo caso ai rinforzi con materiali FRP ed FRCM.

Infine, oltre al deterioramento dei materiali ed alla prevenzione dal rischio sismico, altre cause di intervento di rinforzo di costruzioni esistenti risiedono nei casi legati a specifiche esigenze progettuali che prevedano il cambio della destinazione d'uso con relativo aumento dei carichi oppure la sopraelevazione, essendo questi casi diventati nel tempo sempre più frequenti.

2.4 I materiali FRP

I materiali FRP concettualmente prendono spunto proprio dal betón plaqué, ed infatti sono costituiti da un'armatura resistente a trazione e da una matrice polimerica di tipo epossidico che ne permette l'incollaggio all'elemento da rinforzare.

Rispetto al betón plaqué tuttavia gli FRP presentano due importanti vantaggi, il primo legato alla durabilità ed il secondo alla messa in opera.

Nei materiali FRP infatti viene sostituita l'armatura metallica esposta alla corrosione con una armatura costituita da materiali non soggetti a corrosione quali le fibre sintetiche di vetro, carbonio, kevlar, basalto.

Riguardo poi alla messa in opera questa con i materiali FRP risulta molto più semplice, infatti non ci sono limitazioni di lunghezze visto che il peso è esiguo e quindi la movimentazione è agevole, ed inoltre non è necessario eseguire perforazioni nelle strutture esistenti perché il collegamento è già assicurato dalla resina epossidica che impregna il tessuto fibroso facendolo aderire alla superficie del supporto in maniera continua.



Fig. 6 – Esempio di rinforzo con materiale FRP durante la fase di preparazione

Le prime applicazioni dei materiali FRP nel settore dei rinforzi strutturali risalgono agli anni Ottanta del secolo passato, e dopo le prime esperienze l'uso ha cominciato a diffondersi in maniera rapida soprattutto nelle zone dove si sono verificati eventi sismici.

La rapida diffusione ha quindi richiesto che fosse necessario disporre di norme tecniche per la progettazione e la messa in opera degli FRP negli interventi di rinforzo di strutture esistenti.

È bene evidenziare che allo stato attuale le norme tecniche sono suddivise, secondo l'approccio anglosassone, in norme specifiche per l'identificazione del prodotto e norme specifiche per il calcolo e l'applicazione.

Ad esempio negli Stati Uniti nel 1997 sono state emanate le prime norme di identificazione per i materiali FRP da utilizzare come rinforzo di elementi strutturali contenute nel documento AC 125 *“Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using externally bonded fiber-reinforced polymer (FRP) composite systems”*, mentre in un secondo tempo, nel 1998, sono state pubblicate le prime norme dedicate al calcolo e all'applicazione con il documento ACI 440 *“Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”*.

In Italia già nel 1998 un documento tecnico del CNR (DT106) trattava l'impiego di armature non metalliche nel calcestruzzo armato fornendo anche criteri generali per l'utilizzo come rinforzi, mentre le prime istruzioni tecniche ufficiali complete, estese anche alla muratura, per i materiali FRP sono state pubblicate nel 2004 dal Consiglio Nazionale delle Ricerche con il documento tecnico D.T. 200 *“Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati”*, aggiornate in varie riprese negli anni seguenti.

Nel 2009 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha pubblicato le *“Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”*.

Entrambi questi ultimi documenti contengono criteri per l'identificazione del prodotto e per il calcolo e l'applicazione.

Ancora più recentemente lo stesso Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha pubblicato una specifica norma di prodotto per gli FRP con il Decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.220 del 9 luglio 2015 “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”.



Fig. 7 – Esempio di rinforzo a taglio di trave in c.a. con FRP

Naturalmente nel corso del tempo, a partire dalla prima stesura, sia le norme statunitensi ACI 440 che le italiane del DT 200 hanno subito revisioni con aggiornamenti che riflettono l’avanzamento delle conoscenze acquisite negli anni sui materiali FRP.

La modifica più rilevante intervenuta nel tempo è sicuramente rappresentata dall’introduzione del divieto di utilizzare rinforzi con FRP in ambienti la cui temperatura di servizio sia maggiore o uguale alla temperatura di transizione vetrosa T_g della resina epossidica diminuita di 15 °C, a meno di ricorrere a idonei sistemi di protezione dal calore.

Si noti a tale proposito che inizialmente le resine epossidiche comunemente utilizzate nei materiali FRP presentavano temperature di transizione vetrosa T_g generalmente di circa $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, mentre, dopo l'introduzione di tale disposizione sul limite di utilizzo degli FRP legato alla T_g , la maggior parte dei sistemi di rinforzo FRP presenti in commercio prevedono l'uso di resine epossidiche con T_g non inferiore a $60\text{ }^{\circ}\text{C}$, in maniera tale da assicurarne il funzionamento senza necessità di rivestimenti protettivi anche in situazioni ambientali particolari quando si possano raggiungere temperature di servizio di circa 45° .

Ad ogni modo l'utilizzo dei rinforzi con materiali FRP dovrebbe sempre essere accompagnato dallo studio degli elementi protettivi per assicurarsi che il funzionamento del rinforzo si mantenga efficace nel tempo.

Riguardo alle fasi esecutive bisogna osservare che **la posa in opera dei materiali FRP deve avvenire su superfici completamente asciutte** evitando che la resina epossidica entri in contatto con parti umide in quanto altrimenti l'aderenza verrebbe compromessa.

Ciò comporta che, poiché è quasi sempre necessario rimuovere le parti corticali di calcestruzzo carbonatato e poi ricostruirle con malte tissotropiche a base cementizia, **l'applicazione del rinforzo FRP deve avvenire soltanto a stagionatura avvenuta e quindi dopo qualche giorno dalla riprofilatura delle superfici originarie**. Questo se si parla di interventi su elementi in cemento armato, ma la stessa considerazione deve essere fatta a proposito di interventi su elementi in muratura visto che anche in tal caso la fase di preparazione prevede la ristilatura dei giunti di malta che consiste nella rimozione delle parti più esterne della malta seguita dalla ricostruzione con una nuova malta idraulica che avrà quindi i suoi tempi di stagionatura.

2.5 I materiali FRCM

L'evoluzione naturale dei materiali compositi FRP è costituita dai materiali compositi FRCM, costituiti ancora da fibre lunghe ad elevata resistenza a trazione non soggette a corrosione, ma questa volta annegate in una speciale matrice inorganica capace di garantirne l'aderenza con il supporto.

A differenza degli FRP, si osserva che le fibre dei materiali FRCM si presentano in forma di reti a maglia aperta e non di tessuti continui.

L'idea che sta alla base dell'avvento dei materiali FRCM è in fondo la medesima di quella che ha visto nascere il cemento armato circa 150 anni fa, vale a dire assicurare la durabilità delle armature interne resistenti a trazione.

In effetti quando nella seconda metà del 1800 le costruzioni in acciaio stavano prendendo piede in sostituzione delle tradizionali costruzioni in muratura per le maggiori possibilità espressive sotto il profilo architettonico, si verificarono numerosi episodi di incendio di strutture metalliche collassate rapidamente, mettendo a nudo la vulnerabilità delle strutture in acciaio le quali non presentano alcuna resistenza al fuoco, e ciò destò molto scalpore anche nell'opinione pubblica.

Questo contesto favorì molto la diffusione del cemento armato, materiale nel quale i primi ideatori intravedevano come principale requisito proprio quello della resistenza al fuoco, potendo proteggere le armature metalliche con uno strato esterno di calcestruzzo, materiale questo invece dotato di una sua capacità di resistere al fuoco.



Fig. 8 – Esempio di rinforzo con materiale FRCM durante la messa in opera

Analogamente i **materiali FRCM** contengono una **importante evoluzione tecnologica che permette di risolvere i problemi legati alla vulnerabilità dei materiali FRP alle fonti di calore**, sostituendo la matrice polimerica con una idraulica. A ciò si aggiunga che mentre i materiali FRP costituiscono un carico di incendio aggiuntivo in quanto la matrice polimerica è altamente infiammabile, al contrario ciò non accade per i materiali FRCM.

Ma i vantaggi prestazionali degli FRCM rispetto agli FRP non si esauriscono nella maggiore resistenza alle fonti di calore, aspetto certo importante ma comunque risolvibile nel caso dei materiali FRP ricorrendo ad idonei rivestimenti protettivi.

I veri **vantaggi degli FRCM** risiedono piuttosto nella **durabilità** e nella **deformabilità** del materiale, e quindi sono legati all'efficacia finale del rinforzo in opera, requisiti questi ultimi di grande valenza nel concepimento di un intervento di rinforzo.

La **durabilità** intesa come mantenimento delle proprietà meccaniche nell'ambiente in cui un materiale si trova, è legata alle sue caratteristiche chimiche e fisiche, ed in questo senso, se le fibre sintetiche sono materiali non esposti alla corrosione che conservano bene le proprie qualità meccaniche nel tempo, diverso è il comportamento della matrice nella quale sono immerse le fibre tra materiali FRCM e FRP.

Infatti, per i materiali FRCM la matrice è costituita nella gran parte dei casi da una malta idraulica e quindi la risposta ai fattori di esposizione ambientale è identica a quella del materiale di base, anzi generalmente anche migliore visto che la malta costitutiva dei materiali FRCM, confezionata con particelle sottili, presenta una struttura chimica molto chiusa e meno aggredibile dagli agenti esterni.

Diversamente per i materiali FRP la matrice è di tipo polimerico e di conseguenza la tenuta nel tempo delle proprietà meccaniche non è automaticamente assimilabile a quella dei materiali tradizionali dell'edilizia.

Non a caso le norme tecniche tendono a ridurre maggiormente i valori iniziali delle resistenze meccaniche di un materiale di rinforzo FRP rispetto a quelli dei materiali FRCM in quanto è riconosciuto che i materiali FRP sono più vulnerabili alle usuali condizioni di esposizione ambientale, particolarmente alla umidità ed alle fonti di calore.

Ma, quando si parla di materiali impiegati per realizzare elementi strutturali, al termine durabilità sarebbe più giusto attribuire un significato più ampio, e, ancor di più, se nello specifico si tratta di materiali usati come rinforzo di costruzioni esistenti.

Infatti, oltre alle caratteristiche meccaniche dei materiali valutate a sé stanti, bisogna guardare anche a quegli aspetti che possano influenzare la conservazione della capacità resistente dell'elemento rinforzato nel corso della sua vita.

Laddove nel caso di sistemi costruttivi costituiti dall'accoppiamento tra due diversi materiali, come ad esempio già nel caso del cemento armato, la capacità resistente dipende sempre dalla mutua collaborazione tra i materiali di base.

Il mantenersi della collaborazione tra i materiali costitutivi di un elemento strutturale è un requisito essenziale tanto per una nuova costruzione come anche, se non di più, nel caso di rinforzi strutturali.

Si deve poi rilevare che la buona **deformabilità dei materiali FRCM**, se costituiti da **fibre di PBO**, rappresenta un indubbio **vantaggio** a favore di questi ultimi negli interventi di rinforzo strutturale.

I concetti appena espressi sono del resto esposti anche nella circolare n° 7/2019 nella quale al punto C8.6 si invita a riflettere sulla compatibilità tra materiali che entrano in contatto, e sulla necessità di valutare attentamente gli effetti del differente comportamento termico, del ritiro differenziale e delle reazioni chimiche tra di essi.

In tale punto si evidenzia peraltro come questi aspetti possano compromettere l'efficacia del rinforzo in maniera non prevedibile, innescando poi stati di coazione con conseguenze negative.

Oltre a quanto già esposto, **un'ulteriore importante peculiarità dei materiali FRCM che li differenzia nettamente dagli FRP, riguarda i tempi della messa in opera del sistema di rinforzo.**

Infatti, generalmente, il rinforzo viene applicato su una superficie preparata preliminarmente mediante la rimozione del materiale più esterno che si presenta degradato dalle azioni ambientali in quanto la messa in opera del

rinforzo deve avvenire su un substrato di buona qualità per assicurarne l'aderenza, visto che è proprio sull'aderenza che si basa il funzionamento di un sistema FRP o FRCM.

La necessità di ricostruire il substrato si verifica sia se si interviene su elementi in cemento armato, laddove lo strato di copriferro risulta carbonatato, ed anche se si opera su pareti murarie, i cui letti di malta dei giunti orizzontali e verticali sono inevitabilmente carbonatati.

La fase preliminare all'inserimento del rinforzo vero e proprio prevede quindi la bonifica dello strato esterno di calcestruzzo per travi e pilastri in c.a. e della malta per i pannelli in muratura.

E tale fase risulta molto importante sia perché appunto risolve i problemi della carbonatazione permettendo di recuperare la consistenza fisica iniziale dello strato esterno ed inoltre perché crea uno strato corticale più idoneo dal punto di vista meccanico all'aggrappo del rinforzo fibroso.

Infatti, l'efficacia del rinforzo FRP o FRCM è ovviamente tanto maggiore quanto migliori sono le proprietà meccaniche dello strato esterno sul quale viene collocato il rinforzo.

Non a caso le norme tecniche sui materiali compositi invitano a valutare il deterioramento del substrato dove sarà applicato il rinforzo fibroso, richiedendo ad esempio nel caso di intervento su elementi in c.a. che la resistenza media a compressione non sia inferiore a 15 N/mm^2 , e nel caso di applicazione su elementi in muratura di rimuovere il substrato danneggiato per deterioramento fisico o chimico.

Visto poi che la ricostruzione del substrato si ottiene con malte idrauliche a base cementizia per elementi in c.a., e a base calce o pozzolana per elementi in muratura, allora se il rinforzo è previsto con materiali FRP la messa in opera sarà possibile solo dopo aver atteso i tempi di stagionatura della malta idraulica in quanto la resina epossidica non può essere disposta su superfici umide a rischio della perdita di efficacia dell'aderenza.

Viceversa, **nel caso si utilizzino rinforzi con materiali FRCM l'applicazione del rinforzo viene eseguita immediatamente dopo aver ricostruito il substrato**, senza alcun fermo di cantiere durante le fasi esecutive.

Riguardo ai riferimenti normativi ufficiali per i materiali compositi FRCM questi sono più recenti, essendo tali materiali entrati sulla scena circa 20 anni dopo i materiali FRP.

Allo stato esistono dal 2013 le norme di prodotto per l'identificazione AC 434 *“Acceptance criteria for masonry and concrete strengthening using fiber-reinforced cementitious matrix FRCM composite systems (January 2013)”*, e le norme di calcolo ACI 549 *“Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures (December 2013)”*, entrambi statunitensi.

E più recentemente sono state pubblicate anche le corrispondenti norme italiane tematiche sui rinforzi con materiali FRCM.

Con il Decreto n.1 del 9 gennaio 2019 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha infatti emanato le *“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”* le quali rappresentano quindi la norma di prodotto italiana.

E il 6 febbraio 2019 sono state pubblicate le norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione dei rinforzi con FRCM da parte del Consiglio Nazionale delle Ricerche contenute nel DT 215 *“Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica”*.

Ovviamente le basi teoriche e sperimentali per il calcolo dei rinforzi FRCM sono sostanzialmente le medesime di quelle per i materiali FRP

La tabella seguente sintetizza le peculiarità dei sistemi di rinforzo esterni per aderenza, e ripercorre i passi evolutivi dal betón plaqué agli FRP, e poi dagli FRP agli FRCM.

Proprietà	Betón plaqué	FRP	FRCM
Corrosività dell'armatura	Si	No	No
Deteriorabilità della matrice	Si	Si	No
Resistenza alle fonti di calore	Nulla	Nulla	Coerente con quella del supporto
Infiammabilità	Alta	Alta	Molto bassa
Reazione alle variazioni termiche	Non coerente con quella del supporto	Non coerente con quella del supporto	Coerente con quella del supporto
Preparazione in officina	Si	No	No
Regolarizzazione superficie d'incollaggio	Necessaria (con primer epossidico)	Necessaria (con primer epossidico)	Non necessaria
Opere provvisoriale	Si	No	No
Ancoraggi meccanici	Necessari	Non necessari	Non necessari
Requisiti maestranze	Operai specializzati	Operai specializzati	Operai qualificati
Tempi della messa in opera	Non rapidi (ancoraggi)	Molto rapidi	Molto rapidi
Tempi complessivi dell'intervento	Con attesa stagionatura malta ricostruzione	Con attesa stagionatura malta ricostruzione	Senza attesa stagionatura malta ricostruzione

Tab. 1 – Confronto tra sistemi di rinforzo esterni per aderenza

2.6 I betoncini fibrorinforzati UHPC

Oltre ai calcestruzzi ordinari ed ai calcestruzzi ad alta resistenza, sono ormai disponibili in commercio anche i betoncini ad altissima resistenza, detti Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC), apparsi in realtà già prima degli FRCC.

Gli UHPC presentano proprietà meccaniche elevate tanto da poterne considerare nel calcolo anche la resistenza a trazione, e quindi permettono di ottenere elementi strutturali con sezione geometrica molto ridotta rispetto al caso dei calcestruzzi ordinari o ad alta resistenza.

Inoltre, la particolare costituzione della matrice, con inerti di piccola dimensione, li rendono altamente impermeabili e quindi estremamente durevoli.

Proprietà	CLS ordinari	CLS ad alta resistenza	UHPC
Resistenza a compressione [N/mm ²]	25-55	55-85	100-180
Resistenza a flessione [N/mm ²]	0	0	15-45
Resistenza gelo-disgelo (300 cicli)	75%	90%	100%
Dimensione max inerti [mm]	20-25	10-15	0,4-1
Penetrazione dei cloruri (indice di Coulomb)	>2000	500-2000	<100

Tab. 2 – Comparazione di alcune proprietà tra UHPC e calcestruzzi tradizionali

Per tali ragioni, già da qualche anno i cementi ad altissime prestazioni UHPC vengono utilizzati con successo in alcune applicazioni specifiche relative a nuove costruzioni, ad esempio per realizzare pannelli di rivestimento per facciate, elementi di arredo urbano, rivestimenti delle pareti di gallerie o di

opere idrauliche, giunti di accoppiamento di impalcati da ponte, ed anche passerelle pedonali.

In queste applicazioni è possibile omettere le armature trasversali resistenti a taglio in virtù della elevata resistenza a trazione del materiale UHPC.

Tali materiali presentano, infatti, valori significativi della resistenza a trazione e della duttilità grazie alla presenza in alta percentuale volumetrica di fibre metalliche o sintetiche di tipo corto (40-60 mm).

Ed in effetti, già in passato, alcuni studi dimostrarono come fosse possibile realizzare strutture a telaio in c.a. duttili senza necessariamente dotare di elevate quantità di armature metalliche le zone dissipative del nodo del pilastro con la trave, piuttosto ricorrendo a betoncini armati con fibre metalliche nelle parti più impegnate durante i terremoti.

Ad esempio, lo studio del prof. Charles H. Henager “*Steel fibrous ductile concrete joint for seismic resistant structures*”, riportava la sperimentazione eseguita su nodi trave-pilastro confezionati con FRC (Fibers Reinforced Concrete), i primi calcestruzzi ad elevata resistenza armati con fibre corte d'acciaio.

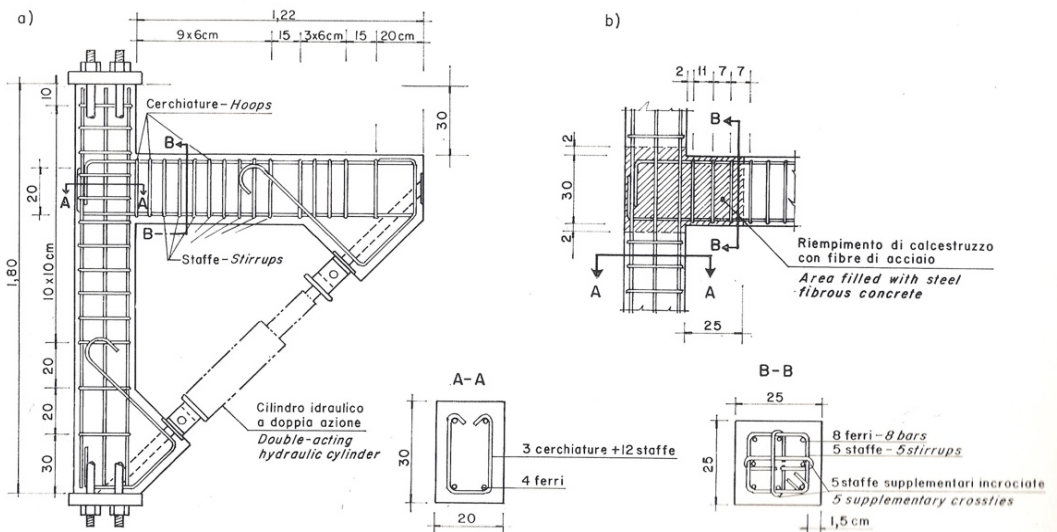


Fig. 9 – Da “Cemento armato e azione sismica”, Aitec 1981

I risultati ottenuti da Henager con la sperimentazione sui modelli fisici realizzati in laboratorio mettevano in luce, attraverso il confronto tra un giunto in c.a. convenzionale dotato di staffatura molto fitta ed un giunto in FRC con armatura trasversale notevolmente ridotta, che il giunto con FRC risulta più robusto e più dissipativo, garantendo una maggiore facilità esecutiva.

La conclusione era quella di poter utilizzare il calcestruzzo fibroso nelle sezioni del telaio dove allo stato limite ultimo viene richiesta una elevata deformabilità, visto che confezionare l'intera struttura con FRC risulterebbe troppo impegnativo in termini di costi, e comunque non particolarmente utile nelle zone meno sollecitate.

Queste considerazioni forniscono lo spunto per un interessante utilizzo dei betoncini UHPC nel rinforzo delle zone dissipative dei telai in c.a.

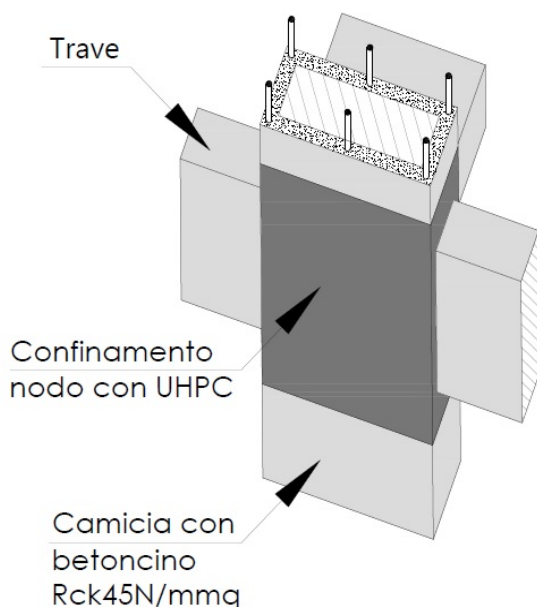


Fig. 10 – Intervento di rinforzo del pannello di nodo con UHPC

Nel caso in cui l'intervento di rinforzo preveda il ricorso alla tecnica della incamiciatura in c.a. con ringrosso della sezione originaria lungo tutta la pilastrata, allora nel solo tratto a cavallo del pannello non confinato dei nodi trave-pilastro può risultare particolarmente utile eseguire un microgetto di

betoncino UHPC in modo da poter fare affidamento ad un materiale duttile nella zona dissipativa in aggiunta alle nuove armature longitudinali e trasversali della camicia di rinforzo.

Inoltre, può risultare conveniente rinforzare pareti in muratura mediante lastre di piccolo spessore confezionate con betoncini UHPC, ricorrendo in questo caso ad una matrice di tipo pozzolanico per garantire la traspirabilità della compagine muraria.

In questa applicazione il vantaggio legato agli UHPC consiste nel poter evitare l'uso della tradizionale rete elettrosaldata in acciaio e ciò comporta alcune positive conseguenze:

- eliminare i problemi dovuti alla ossidazione delle barre in acciaio della rete elettrosaldata;
- realizzare spessori di solo 2-3 cm senza ringrossare eccessivamente le pareti;
- semplificare le fasi esecutive non dovendo posizionare le armature metalliche.

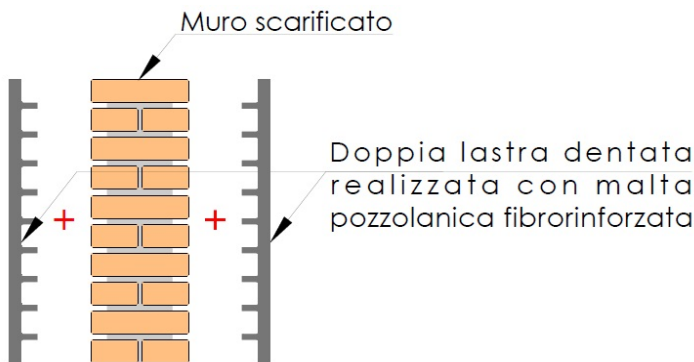


Fig. 11 – Rinforzo parete in muratura con lastre di UHPC di piccolo spessore

Si deve osservare che negli interventi di rinforzo è comunque preferibile l'uso di UHPC armati con fibre sintetiche rispetto alle fibre metalliche e ciò al fine di rispettare il requisito della durabilità in coerenza con le regole generali sullo spessore minimo dello strato del calcestruzzo che ricopre le armature metalliche.

3. APPROCCIO AGLI INTERVENTI SULLE STRUTTURE ESISTENTI

Un intervento di rinforzo su di una costruzione esistente dovrebbe in generale seguire un iter basato su alcune fasi di approfondimento tra loro strettamente connesse secondo un certo ordine consequenziale:

- articolazione della campagna diagnostica;
- valutazione della sicurezza strutturale;
- scelta motivata della tecnica di rinforzo;
- garanzia del funzionamento del sistema di rinforzo scelto.

Tutte queste fasi richiedono prima di tutto di dedicare un'analisi specifica al caso che si affronta proprio perché la differenza sostanziale con la progettazione di una nuova costruzione consiste nel fatto che nel caso di interventi di consolidamento il tecnico ha il vantaggio di poter operare su una costruzione fisicamente già esistente.

Ciò significa che il progettista non è costretto a prescrivere i materiali da usare, e nemmeno deve progettare i particolari costruttivi o fare ipotesi sui carichi cui sono sottoposti gli elementi strutturali, aspetti questi che hanno una ricaduta fondamentale sulla seguente fase del calcolo analitico.

In tal senso l'approccio progettuale nel caso di interventi su costruzioni esistenti è capovolto rispetto al caso delle nuove costruzioni, essendo per queste ultime l'incognita del problema matematico data dalle dimensioni geometriche delle singole unità strutturali che compongono il sistema costruttivo, dimensioni che devono garantire il rispetto dei livelli di sicurezza richiesti dalle norme tecniche per le costruzioni.

Nel caso di interventi su manufatti esistenti invece l'incognita del quesito progettuale è costituita direttamente dal livello di sicurezza della costruzione esistente. Ed il calcolo analitico sarà poi suddiviso in due distinte fasi: verifica

dell'organismo strutturale, e dimensionamento degli eventuali interventi correttivi di rinforzo.

In questo caso assume un ruolo determinante la conoscenza del manufatto tanto nella fase di verifica delle condizioni di sicurezza iniziali, come nel successivo dimensionamento dei rinforzi, con risultati molto diversi tra loro a seconda del grado di approfondimento raggiunto sulle proprietà meccaniche dei materiali e sulla qualità dei dettagli costruttivi della struttura esistente.

3.1 Articolazione di una campagna diagnostica esaustiva

La campagna diagnostica è di fondamentale importanza per l'esito dell'intero progetto, e ciò perché è proprio sulle conoscenze raggiunte in questa fase che si baseranno tutte le verifiche analitiche ed il progetto dei rinforzi.

Le indagini dovranno prevedere innanzitutto prove dirette per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali che costituiscono le varie unità strutturali, ma anche una serie di saggi diretti volti sia a conoscere la manifattura dei sistemi di connessione tra le singole unità che ad individuare la qualità dei dettagli costruttivi presenti nelle stesse unità.

È infatti molto importante tener presente che la sola conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali non è mai sufficiente a realizzare un modello di calcolo rappresentativo, mentre è sempre necessario conoscere in maniera approfondita la consistenza dei particolari costruttivi legati all'interazione tra gli elementi e agli aspetti di dettaglio.

Per comprendere bene la diversa ricaduta delle proprietà meccaniche e dei particolari costruttivi sulle verifiche sismiche, basta analizzare un caso di studio rappresentativo per edifici in cemento armato e in muratura.

Prendiamo ad esempio l'edificio a telaio in cemento armato della figura seguente e supponiamo di aver eseguito indagini in numero tale da poter assumere una conoscenza adeguata per il calcestruzzo (LC2) ed accurata per le barre di acciaio (LC3), secondo il significato assunto dalle norme tecniche.

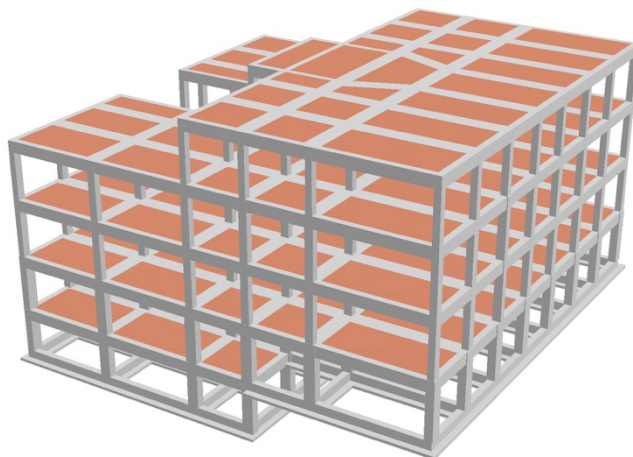


Fig. 12 – Modello strutturale edificio in c.a. agli elementi finiti (Edisis)

Pertanto, al valore medio della resistenza a compressione delle prove sul calcestruzzo sarà associato un coefficiente riduttivo pari ad 1,20, mentre al valore medio della tensione di snervamento delle barre di acciaio sarà abbinato un coefficiente pari ad 1,00.

Ipotizziamo che dalle prove sui materiali sia emerso che il calcestruzzo abbia una resistenza a compressione media pari a circa 24 N/mm² e che le barre di acciaio presentino un limite elastico prossimo a 320 N/mm².

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo sarà in definitiva 20 N/mm² (= 24/1,20) nel caso di meccanismi duttili (tale valore sarà ulteriormente diviso per il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo nel caso di meccanismi fragili), mentre quello del limite elastico dell'acciaio sarà pari a 320 N/mm² (= 320/1,00).

Per realizzare il modello della struttura sarà poi stato eseguito il rilievo della geometria di solai, travi e pilastri ed il rilievo dei quantitativi di armatura presenti in questi elementi.

Supponiamo che dai saggi sia stato appurato che le staffe dei pilastri siano state realizzate ripiegando le due estremità semplicemente a 90° intorno ad una barra longitudinale, per cui si deve assumere il valore nullo per il fattore di efficienza del confinamento, come previsto dalla circolare 7/2019.

A completamento delle fasi diagnostiche, oltre alle indagini sulle strutture, sarà poi stata eseguita la campagna investigativa sui tipi di terreno per conoscere le relative caratteristiche geomeccaniche (angolo di attrito, coesione, pesi) e geofisiche (spettro della risposta sismica).

A questo punto si possono attribuire i carichi permanenti non strutturali e quelli variabili ai vari elementi strutturali (sempre avendone definito la corretta distribuzione sugli elementi durante la fase conoscitiva).

Sottoponendo il modello così ottenuto all'analisi statica non lineare si possono finalmente ricavare le accelerazioni orizzontali sostenibili dalla costruzione (capacità) associate ai vari stati limite previsti dalle norme e paragonarle ai valori dello spettro sismico (domanda) richiesti dalle norme.

La tabella seguente riassume i risultati ricavati con le ipotesi sopra illustrate.

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,091	0,118	0,325	0,426
Capacità di Pga [g]	0,244	0,226	0,161	0,205
Rapporto di Pga: capacità/domanda	2,678	1,919	0,496	0,480

Tab. 3 – Risultati analisi push-over con $R_{cm} 20 \text{ N/mm}^2$ e staffe chiuse a 90°

Se invece ora supponiamo che i saggi sui particolari costruttivi abbiano permesso di rilevare che le staffe abbiano le estremità ripiegate a 135° ed una lunghezza della piegatura sufficiente a garantirne il buon funzionamento (almeno pari a 10 volte il diametro della staffa stessa), allora i risultati cambiano in misura sostanziale.

Infatti, in tal caso è possibile considerare il contributo del confinamento delle staffe sul valore della deformazione ultima del calcestruzzo e quindi, in definitiva, si incrementa il valore della rotazione ultima di collasso.

Ripetendo l'analisi statica non lineare si nota (tabella 4) quindi che i risultati che si ottengono sono ora sensibilmente diversi ed in particolare il rapporto capacità/domanda migliora molto rispetto al caso precedente.

Infatti, con le condizioni supposte in questo secondo caso, la capacità di resistere alle azioni sismiche praticamente raddoppia, aumentando molto in entrambi gli stati limite ultimi, di salvaguardia della vita SLV e di collasso SLC.

Ad esempio, l'incremento del rapporto capacità/domanda per lo SLV passa dal valore di 0,496 a circa 0,962, registrando un aumento del 94%.

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,091	0,118	0,325	0,426
Capacità di Pga [g]	0,456	0,424	0,313	0,411
Rapporto di Pga: capacità/domanda	5,008	3,589	0,962	0,964

Tab. 4 – Risultati analisi push-over con $R_{cm} 20 \text{ N/mm}^2$ e staffe chiuse a 135°

In ultimo ipotizziamo che le prove sul calcestruzzo siano invece state in numero tale da poter assumere raggiunto un livello di conoscenza accurato (LC3) anche per il calcestruzzo.

Allora il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo da adottare nei calcoli risulterà pari proprio al valore medio 24 N/mm^2 in quanto il coefficiente riduttivo questa volta è pari ad 1,00.

E manteniamo valida l'ipotesi che le staffe siano state realizzate ripiegando le estremità a 90° in corrispondenza di una barra longitudinale.

Sotto queste ipotesi i risultati questa volta mostrano una differenza molto più contenuta rispetto a quelli dell'ipotesi iniziale riassunta in tabella 3.

Infatti l'incremento della capacità resistente risulta pari al 12%, passando ad esempio per lo SLV il rapporto capacità/domanda da 0,496 a 0,557.

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,091	0,118	0,325	0,426
Capacità di Pga [g]	0,272	0,253	0,181	0,237
Rapporto di Pga: capacità/domanda	2,994	2,146	0,557	0,556

Tab. 5 – Risultati analisi push-over con $R_{cm} 24 \text{ N/mm}^2$ e staffe chiuse a 90°

La conclusione è che mentre il livello di conoscenza sul calcestruzzo non incide particolarmente sull'esito delle verifiche sismiche, invece la conoscenza esatta del particolare costruttivo legato alla chiusura delle staffe dei pilastri influisce in misura molto significativa sui risultati finali.

L'aspetto di dettaglio della chiusura delle staffe dei pilastri è particolarmente importante perché il buon funzionamento delle staffe comporta il confinamento del nucleo di calcestruzzo interno alle staffe, e questo si traduce nella possibilità di poter contare su valori maggiori della resistenza a compressione e della deformazione del calcestruzzo, parametro quest'ultimo che incide sulla duttilità del pilastro.

Un ragionamento analogo può essere adottato per le costruzioni in muratura, e a tale proposito possiamo prendere ad esempio l'edificio murario della figura sottostante pervenendo alle stesse conclusioni.

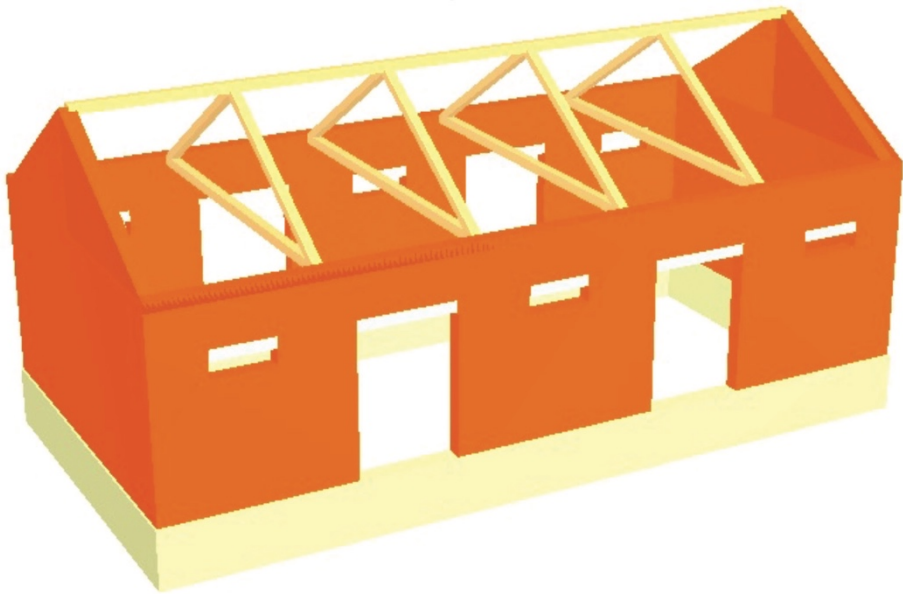


Fig. 13 – Modello strutturale edificio in muratura agli elementi finiti (Por)

Supponiamo in un primo momento che l'edificio in mattoni pieni non abbia un cordolo in corrispondenza del piano di appoggio della copertura e quindi il grado di vincolo in testa ed al piede dei pannelli sia nullo e la parete esterna sarà schematizzata con un comportamento a trave a mensola incastrata alla base.

Dopo aver eseguito il rilievo degli elementi strutturali, quantificato i carichi in gioco e determinato mediante prove strumentali le caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi, possiamo eseguire la verifica dell'organismo murario mediante l'analisi push over.

Le indagini avranno previsto anche il rilievo dei dettagli esecutivi che nel caso di un edificio in muratura riguarda sostanzialmente le connessioni tra pareti e tra pareti e solai.

In un primo istante ipotizziamo che i saggi siano stati limitati ad individuare il grado di ammorsamento tra le pareti, dai quali è emerso che le pareti non

sono bene ammorsate tra loro negli incroci murari, e invece non sia stato fatto alcun saggio per rilevare la presenza del cordolo per cui cautelativamente si assume che non ci sia e le capriate in legno poggino direttamente sulla muratura.

Con queste ipotesi il quadro dei risultati ottenuti mediante l'analisi statica non lineare è quello rappresentato nella tabella seguente.

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,105	0,137	0,364	0,473
Capacità di Pga [g]	0,166	0,211	0,317	0,357
Rapporto di Pga: capacità/domanda	1,581	1,542	0,872	0,755

Tab. 6 – Risultati push-over in assenza di cordolo in sommità e con pareti scarsamente ammorsate tra loro

Se invece si assume che le pareti murarie siano ben ammorsate tra loro, evidentemente avendolo appurato mediante opportuni saggi diretti, allora i risultati sono i seguenti, dai quali si rileva un miglioramento del comportamento globale.

Stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,105	0,137	0,364	0,473
Capacità di Pga [g]	0,175	0,223	0,338	0,380
Rapporto di Pga: capacità/domanda	1,665	1,630	0,930	0,804

Tab. 7 – Risultati push-over in assenza di cordolo in sommità e con pareti ben ammorsate tra loro

È importante quindi che la campagna sia esaustiva soprattutto in relazione ai particolari costruttivi, potendo semmai anche accettare che sui materiali sia soltanto estesa e quindi assumendo un livello di conoscenza per le caratteristiche dei materiali LC2.

Infatti, mentre la scelta di fare meno prove sui materiali si sconta con una penalizzazione diretta dei valori medi riscontrati attraverso il fattore di confidenza, ad esempio dividendoli per 1,20 in caso di LC2, al contrario non è possibile penalizzare la conoscenza dei dettagli costruttivi perché è un aspetto qualitativo.

In sostanza non ha molto senso parlare di estendere al 15%, al 35% o al 50% il rilievo diretti sui dettagli costruttivi, piuttosto su tale aspetto non dovrebbero rimanere dubbi, e non lasciare spazio alle ipotesi.

Alle osservazioni precedenti si aggiunga che mentre sui valori medi delle resistenze meccaniche dei materiali desunti dalle prove distruttive si applicano, quasi sempre (tranne per i meccanismi duttili negli edifici in c.a.), i coefficienti parziali di sicurezza ($\gamma_m = 1,5$ per il calcestruzzo, $\gamma_m = 1,15$ per l'acciaio, e $\gamma_m = 2$ per la muratura) oltre ai coefficienti riduttivi connessi al livello di conoscenza raggiunto (1,35 per LC1, 1,20 per LC2, e 1,00 per LC3), viceversa sui dettagli costruttivi le assunzioni di partenza derivate dai rilievi diretti saranno trasferite tal quali nel modello di calcolo.

E pertanto diviene molto importante che il rilievo dei particolari costruttivi sia esaustivo e il tecnico non sia costretto a fare ipotesi su questi aspetti vista la notevole ricaduta sui risultati finali.

3.2 Valutazione della sicurezza strutturale

L'analisi delle condizioni di sicurezza di una costruzione è, come noto, l'aspetto centrale dell'iter progettuale, nel quale convergono le informazioni raccolte mediante fonti d'archivio, rilievi, saggi interni e prove strumentali, e dal quale nascono i ragionamenti che portano all'elezione della tecnica di intervento.

È chiaro quindi che l'approccio del progettista potrà maturare nel tempo affinandosi in continuo mediante le esperienze dirette ed il confronto professionale, oltre che, naturalmente, l'aggiornamento continuo sulla evoluzione delle teorie delle tecniche costruttive.

Già il modello analitico che rappresenta la geometria costruttiva è ricavato da una costruzione esistente, dalla quale poter attingere per misurazioni, rilievi dei dettagli esecutivi e conoscenze delle modalità di connessione tra gli elementi di base (grado di vincolo).

Nel modello analitico saranno quindi riversati i dati sulle proprietà meccaniche dei materiali, sui quantitativi delle armature se si tratta di cemento armato, sui

carichi presenti e su quelli variabili, sulle azioni sismiche e infine sulle caratteristiche geologiche e geofisiche.

Le norme tecniche insistono molto sul fatto che bisogna valutare non soltanto il comportamento globale di una costruzione ma anche il funzionamento locale.

Ed in effetti la prematura formazione di un meccanismo locale può rendere poco significativa la verifica globale.

Le valutazioni dei meccanismi locali rivestono pertanto un ruolo primario e dovrebbero essere il primo passo da fare.

Il funzionamento locale delle singole unità strutturali della costruzione dipenderà molto dal grado di vincolo per i pannelli in muratura, e dai dettagli costruttivi per gli elementi in cemento armato.

Un esempio tra i tanti dell'importanza del grado di vincolo a proposito degli edifici in muratura riguarda la differenza sostanziale tra il caso di un organismo murario con solai composti da travi di legno semplicemente intestate nella muratura, condizione quindi che comporta l'assunzione di un grado di vincolo nullo offerto dal solaio alle pareti, ed il caso invece di solai in latero-cemento con cordolo perimetrale, situazione per la quale si tende invece più coerentemente ad adottare per il pannello un certo grado di vincolo a livello dell'impalcato, più o meno efficace a partire dal semplice appoggio fino all'incastro parziale a seconda della sua geometria e dell'ammorsamento alle pareti ed al solaio stesso.

Mentre nel primo caso generalmente il meccanismo di crisi che si verifica per primo interessa il piede del pannello murario (per lo più pressoflessione o ribaltamento), nel secondo caso, grazie al fatto che il pannello risulta più vincolato agli elementi circostanti, allora la crisi si manifesta di solito per pressoflessione in corrispondenza della mezzeria del pannello.

Ma lo studio dei meccanismi locali racchiude considerazioni su molteplici aspetti che sono difficilmente generalizzabili e dovrebbe quindi essere accompagnato anche da considerazioni tecniche estrapolate dall'uso dei software del calcolo automatico.

Ad esempio, tutti i dettagli costruttivi degli elementi in calcestruzzo possono incidere molto sul funzionamento locale dell'elemento, dalla chiusura delle staffe alle modalità di ancoraggio delle barre ed al copriferro, e per dimostrarlo

basterebbe già soffermarsi proprio sull'importanza del copriferro anche in relazione alla capacità portante finale di una trave o di un pilastro.

Infatti, come ben ricordato ancora dalle norme tecniche attualmente cogenti, il copriferro non ha la sola funzione di proteggere le armature interne dai fattori ambientali evitandone la corrosione, piuttosto dovendo anche essere di uno spessore tale da permettere la trasmissione degli sforzi di trazione tra calcestruzzo ed acciaio.

In tal senso bisogna riflettere sul fatto che è molto frequente riscontrare uno spessore dello strato di ricoprimento delle armature di acciaio esiguo, anche di mezzo centimetro, e quindi molto minore dello spessore da sempre richiesto dalle norme utile anche a soddisfare il requisito detto.

In una situazione locale del genere sarebbe quindi logico considerare, nel modello di calcolo, che, se la sovrapposizione delle armature longitudinali sia stata fatta in zona tesa (circostanza che avviene nella maggioranza dei casi per i pilastri) l'elemento vada ragionevolmente in crisi ben prima di poter sviluppare la sua capacità portante nominale corrispondente al valore della tensione di snervamento.

Analoghi ragionamenti possono farsi per il caso di insufficiente ancoraggio dovuto ad esempio ad errato risvolto dell'uncino per barre lisce o a lunghezze di sovrapposizione ridotte.

Gli esempi del copriferro e dell'ancoraggio, assolutamente non esaustivi delle tante situazioni nelle quali ci si possa imbattere, sono utili a comprendere l'importanza dei saggi diretti e dei successivi ragionamenti da fare in relazione all'effetto sulla reale resistenza di un elemento strutturale in cemento armato.

Concetto questo da estendere naturalmente quando ci si trova ad operare su strutture con ossatura muraria.

In relazione alle verifiche globali vale la pena accennare a quanto evidenziato nel DT212 del CNR a proposito della necessità di eseguire anche per gli edifici esistenti entrambe le verifiche agli stati limite ultimi previste dalle norme, quindi in relazione tanto allo stato limite corrispondente alla Salvaguardia della Vita, come a quello di Collasso.

E ciò malgrado il D.M. 17.01.2018 preveda che *"le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)"*.

A tale riguardo però il Documento Tecnico n° 212 del 2013 del CNR *"Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"* al punto *"A.2 Necessità della verifica dello stato limite di collasso"* evidenzia che per le costruzioni esistenti *"non è infrequente un comportamento nel quale una struttura esistente supera la verifica allo SLV ma non quella allo SLC, che diviene pertanto sempre necessaria per la verifica della sicurezza della vita umana"*.

In effetti bisogna considerare che generalmente per le nuove costruzioni il soddisfacimento della verifica allo stato limite di salvaguardia della vita implica automaticamente anche il soddisfacimento della verifica dello stato limite di collasso, avendo rispettato tutte le disposizioni geometriche e di dettaglio sugli elementi strutturali.

Tuttavia questa condizione non è affatto scontata per edifici esistenti, piuttosto per le costruzioni in muratura è spesso maggiormente penalizzante la verifica allo SLC, e comunque, in generale, più l'organismo strutturale in cemento armato o in muratura risulti irregolare e più è probabile che la verifica allo SLC fornisca risultati più bassi del rapporto capacità/domanda rispetto alla verifica allo SLV.

La fase di analisi si conclude quindi individuando le vulnerabilità riscontrate e quantificando i livelli di sicurezza secondo le modalità previste dalle normative tecniche, esprimendoli in funzione delle accelerazioni sismiche corrispondenti agli stati limite previsti dalle norme.

3.3 Scelta motivata della tecnica di rinforzo

La prima osservazione da fare è che entrambe le norme tecniche di riferimento in Italia, **Eurocodice 8 parte 3**, e **D.M. 17.01.2018**, richiedono che **la scelta del tipo di rinforzo dipenda dalla precedente fase di diagnosi**, ribadendo l'inderogabilità dalla fase conoscitiva nell'iter progettuale.

Le norme contengono poi altri due criteri fondamentali da rispettare negli interventi sull'esistente:

- rimuovere eventuali difetti riscontrati nella costruzione;
- intervenire applicando il rinforzo in modo uniforme sull'intera costruzione.

Il primo dei due criteri è così enunciato dall'Eurocodice 8: *“tutti gli errori locali devono essere corretti in modo adeguato”*, mentre il D.M. 17.1.2018 richiede la *“riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani”*.

La stessa formulazione della richiesta di rimozione di errori, già implica che la campagna di indagini avrà dovuto necessariamente prevedere saggi diretti che permettano di conoscere i particolari esecutivi in maniera esaustiva visto che eventuali errori costruttivi non sono legati alle caratteristiche dei materiali ma alle modalità costruttive e possono essere scoperti solo attraverso analisi visive.

Le attuali norme tecniche, nel capitolo che tratta le costruzioni esistenti, dispongono che la valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorrano alcune situazioni.

Tra queste situazioni sono previsti i casi in cui ci si trovi di fronte a:

- *“provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- *opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione”.*

È quindi evidente che **il tecnico dovrebbe provvedere ad individuare gli errori costruttivi** e poi valutare quanto possano incidere sulla sicurezza della costruzione.

E, solo in esito alla valutazione della sicurezza, sarà infine possibile capire se sia possibile continuare ad utilizzare la costruzione senza prendere provvedimenti piuttosto che correggere i difetti riscontrati.

Ad ogni modo il mancato rispetto di una norma tecnica cogente al momento della realizzazione, anche se oggi superata, già rappresenta di per sé un motivo che comporta la necessità di valutare daccapo la sicurezza dell'edificio, anche in assenza di danni concreti, di innalzamento della classificazione di rischio sismico del territorio, o di cambio di destinazione d'uso che implichi incrementi di carico.

Il secondo criterio riflette invece un principio generale dell'ingegneria sismica, consolidato nella progettazione del nuovo ma, evidentemente, da provare a rispettare anche negli interventi sull'esistente.

Infatti il principio fondamentale sul quale si basa la moderna ingegneria sismica per la progettazione delle nuove costruzioni è basato sul concetto di regolarità: gli edifici devono essere il più possibile regolari, in pianta ed in altezza, e realizzati con elementi resistenti posizionati con simmetria rispetto agli assi baricentrici principali, inoltre le masse degli elementi strutturali primari e secondari, e delle dotazioni impiantistiche, devono anche essere distribuite con simmetria.

I requisiti della regolarità e della simmetria sono in effetti indispensabili per assicurare che l'edificio possa sfruttare al meglio tutte le risorse di resistenza e di deformabilità dei suoi elementi resistenti, ed inoltre permettono che il comportamento reale di una struttura sia sufficientemente coerente con il modello previsionale virtuale ottenuto mediante una analisi numerica.

Le moderne normative sismiche, come ad esempio anche le italiane "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" del D.M. 17.01.2018, hanno recepito tale criterio progettuale noto in letteratura tecnica come "*capacity design*" volto a controllare la gerarchia delle resistenze nel senso che il dimensionamento degli elementi strutturali è mirato ad ottenere che in caso di sisma non si verifichino rotture fragili (meccanismo a taglio) ma piuttosto duttili (meccanismo a flessione) in modo da sfruttare le risorse deformative delle sezioni di calcestruzzo armato, ed allo stesso tempo volto a favorire il collasso di elementi orizzontali in luogo di quelli verticali preoccupandosi quindi che vadano in crisi prima le travi la cui rottura non provoca necessariamente il

collasso globale piuttosto che i pilastri la cui rottura può implicare al contrario il cinematismo dell'intero manufatto.

Ed in analogia a quanto previsto per la progettazione dei nuovi edifici, anche gli interventi su strutture esistenti in cemento armato come in muratura, malgrado non sia richiesto esplicitamente dalle norme, dovrebbero perseguire i criteri del capacity design.

Ciò per interventi su costruzioni in cemento armato si traduce nel dimensionare interventi che permettano di:

- privilegiare la resistenza dei pilastri rispetto a quella delle travi (schema pilastro forte-trave debole)
- favorire poi la resistenza a taglio rispetto a quella a flessione (le membrature si devono rompere prima a flessione e poi a taglio, in quanto la rottura per flessione ha modalità duttile, al contrario di quella a taglio che è di tipo fragile)
- curare con attenzione i dettagli costruttivi per permettere che il trasferimento degli sforzi tra elementi contigui sia realmente efficace anche in caso di sisma.

Mentre per strutture in muratura progettare interventi che assecondino i criteri della gerarchia delle resistenze significa sostanzialmente:

- realizzare la monoliticità dei pannelli murari in modo da evitare il collasso per disgregazione della compagine muraria tipicamente dovuto alla degradazione della malta quando non è mai stata rigenerata;
- conferire un buon grado di ammorsamento delle pareti tra loro ortogonali in modo da sfruttare la resistenza maggiore delle pareti di controvento rispetto all'azione del sisma;
- migliorare la connessione meccanica tra il solaio e le pareti di contorno così da distribuire nella maniera ottimale il carico sulle pareti sottostanti ed inoltre per migliorare il grado di vincolo dei pannelli murari in corrispondenza degli orizzontamenti.

Le attuali norme italiane ad esempio richiedono correttamente che gli interventi di rinforzo debbano essere applicati in modo regolare ed uniforme su tutto l'edificio, e specificano che quando ciò non sia possibile e si interviene

su porzioni limitate dell'edificio, bisogna comunque valutarne l'effetto sul comportamento globale attraverso un giudizio motivato.

E ciò perché un intervento locale limitato ad una specifica porzione dell'edificio può variare in misura significativa la distribuzione delle rigidità alterando il funzionamento iniziale e potrebbe quindi peggiorare il comportamento globale dell'edificio nel caso in cui questo sia stato realizzato con un buon grado di regolarità, come del resto può accadere frequentemente nell'edilizia comune.

Alla luce di quanto visto sarebbe sempre opportuno, sia per quanto disposto dalle norme tecniche ma anche per logica, che le strategie di intervento che prevedano l'introduzione di nuovi elementi soltanto in determinate parti dell'edificio, quali ad esempio setti in cemento armato o dispositivi di isolamento alla base o ancora elementi dissipativi in carpenteria metallica (controventi in acciaio), non prescindano dall'adozione di interventi sistematici di rinforzo tesi a migliorare tutti gli elementi strutturali esistenti.

3.4 Garanzia della funzionalità della tecnica di rinforzo adottata

Le norme tecniche disponibili per valutare la sicurezza delle costruzioni rappresentano il risultato di un processo di affinamento continuo mirato a semplificare le conoscenze tecniche.

È bene tener presente che queste conoscenze vengono acquisite inizialmente secondo un approccio empirico e, in un secondo tempo, tradotte in formule matematiche affinché sia possibile per chiunque dimensionare una nuova costruzione secondo una procedura standardizzata e riconosciuta ufficialmente con le norme.

Infatti bisogna ricordare che per qualsiasi sistema costruttivo la nascita di un insieme di regole di calcolo è sempre stata preceduta da una più o meno lunga fase di osservazione sperimentale del suo comportamento meccanico.

Questo principio è alla base anche del dimensionamento di un rinforzo di una struttura, con la differenza che in tal caso non è sufficiente conoscere per via sperimentale le sole caratteristiche del rinforzo, sia esso un materiale posto in aderenza oppure un sistema aggiuntivo.

Quando si interviene su una struttura esistente bisogna infatti dimensionare il rinforzo, nella sua forma e nella sua materia, in maniera tale che funzioni bene in accoppiamento alla struttura esistente.

Non basta cioè che il rinforzo sia costituito da un materiale di elevate proprietà meccaniche, è piuttosto fondamentale che il materiale di rinforzo interagisca efficacemente con l'elemento strutturale esistente.

E quindi non è mai sufficiente limitare le considerazioni alle caratteristiche meccaniche, resistenza e deformabilità, del rinforzo a sé stante, piuttosto bisogna estenderle al sistema finale costituito dall'unità strutturale iniziale e dal rinforzo, e poi bisogna analizzare le ripercussioni del rinforzo di quella unità sul sistema strutturale globale.

Il dimensionamento di un sistema di rinforzo deve infatti essere basato sulla conoscenza empirica del suo funzionamento in aderenza alla struttura sulla quale si opera.

Ed in effetti i primi interventi che prevedevano il rinforzo di strutture esistenti mediante materiali compositi FRP sono stati spesso accompagnati da sperimentazione presso laboratori universitari e delle industrie produttrici.

E lo stesso è stato fatto nel seguito con l'avvento dei materiali FRCM.

Questa attività sperimentale ha permesso poi di poter dichiarare nelle schede tecniche dei materiali da rinforzo i dati prestazionali necessari per il calcolo da parte del progettista.

La funzionalità del sistema di rinforzo deve quindi essere necessariamente certificata sulla base di dati oggettivi e confrontabili rispetto a parametri minimi, e questo è un requisito basilare perché il progettista possa in qualche modo controllare le fasi di calcolo del rinforzo.

Ed è per queste ragioni che le norme tecniche richiedono ormai che vengano usati materiali di rinforzo per i quali esista un certificato di un ente terzo che ne attesti le prestazioni in relazione all'uso specifico ai sensi di una norma di certificazione che sia standardizzata.

Ad esempio, le norme di prodotto già citate in precedenza (AC125 per FRP, AC434 per FRCM negli USA, oppure Linee Guida per FRP e Linee Guida per FRCM del CSLP per l'Italia) per i rinforzi con materiali compositi hanno esattamente lo scopo di indicare le prestazioni minime che deve garantire il

sistema di rinforzo, FRP o FRCM, in abbinamento all'elemento strutturale sul quale sarà applicato.

È importante però soffermarsi sul fatto che questo requisito dovrebbe essere alla base del dimensionamento di qualsiasi sistema di rinforzo esterno, e non soltanto dei materiali compositi FRP ed FRCM.

E ciò perché il progettista deve avere la garanzia di come realmente funziona il sistema strutturale finale che si ottiene quando si introduce un nuovo materiale sulle superfici esterne di un elemento esistente, qualsiasi tecnica voglia egli adottare.

Sia quindi se il rinforzo è di tipo FRP o FRCM, ma anche se si scelga un rinforzo in betón plaqué, o anche un sistema di rinforzo esterno realizzato con nastri metallici tra loro connessi che cerchiano la struttura esistente, o ancora se si ricorra ad una semplice lastra di materiale idraulico armata con qualsivoglia materiale resistente a trazione e disposta sulle superfici esterne del muro, il cosiddetto intonaco armato o, con recente novità di nomenclatura, Composite Reinforced Mortar (CRM).

In tutti i casi bisognerebbe avere la possibilità di controllare l'efficacia del rinforzo esterno mediante un calcolo analitico basato sulle formule della Tecnica delle Costruzioni suffragate da dati sperimentali oggettivi.

E nel caso non ci siano dati oggettivi disponibili il progettista dovrebbe prevedere prove su campioni o modelli rappresentativi secondo norme standardizzate.

In sintesi, un sistema di rinforzo esterno dovrebbe essere accompagnato da una scheda tecnica che ne illustri in maniera chiara le prestazioni in relazione alla particolare applicazione, differenziando ad esempio la resistenza di progetto del sistema di rinforzo a seconda che lo si utilizzi per interventi su cemento armato o su muratura, e poi distinguendo anche tra i vari tipi di muratura.

Oltre alle schede tecniche, il sistema di rinforzo dovrebbe essere dotato di una certificazione che indichi le prestazioni in relazione ad una norma standardizzata e riconosciuta.

Ad esempio sono, come noto, norme riconosciute in Italia quelle elencate nel capitolo 12 delle norme tecniche per le costruzioni.

Si può concludere osservando che l'aspetto più importante non è tanto conoscere le proprietà del materiale di rinforzo in sé, ma quelle del sistema rinforzo/costruzione esistente perché il progettista deve valutare l'affidabilità del modello di calcolo che rispecchia la costruzione rinforzata.

E questo aspetto assume un ruolo primario per il progettista in senso assoluto, sia se il rinforzo venga realizzato con un materiale innovativo che anche nel caso si ricorra a materiali più tradizionali, proprio perché **il problema è quello della conoscenza del comportamento meccanico d'insieme.**

3.5 Sintesi delle tecniche di rinforzo degli elementi in c.a.

Le norme tecniche di riferimento trattano tre tecniche di intervento per ottenere l'incremento delle capacità resistenti e della duttilità dei singoli elementi in cemento armato.

Le tecniche previste da Eurocodice 8 parte 3, e circolare n° 7/2019 sono:

- camicia continua esterna con betoncino armato;
- camicia continua esterna in elementi di acciaio;
- incollaggio esterno di materiali compositi.

La prima tecnica prevede di ottenere il rinforzo di pilastri o setti mediante una camicia esterna realizzata con un getto di betoncino di piccolo spessore armato con nuove barre longitudinali e trasversali.

In tal maniera risulta possibile conseguire una serie di vantaggi, per gli elementi verticali in c.a., consistenti nell'incremento della duttilità e delle resistenze a compressione, a taglio ed a presso-flessione, oltre che nell'aumento della rigidità.

Per raggiungere tutti gli obiettivi appena detti naturalmente la camicia di rinforzo deve essere continua lungo la pilastrata.

In particolare affinché possa ottenersi l'incremento della resistenza a presso-flessione le armature longitudinali devono essere prolungate lungo il pilastro oltre il nodo di intersezione con le travi concorrenti.

Con la seconda tecnica i risultati raggiungibili per i pilastri, riferiti alla luce netta del pilastro, sono l'incremento di resistenza a taglio e, soltanto secondo la circolare 7/2019, anche l'incremento della resistenza a compressione e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato dai profili in acciaio.

Infine con l'uso di materiali FRP o FRCM disposti sulle superfici esterne degli elementi in cemento armato è possibile per i pilastri considerare l'incremento di resistenza a taglio, della resistenza a compressione e della deformazione ultima del calcestruzzo confinato, e per le travi ottenere l'incremento di resistenza a taglio ed a flessione.

Come si vede **l'unica tecnica espressamente riferita al rinforzo delle travi è quella che prevede l'uso di materiali compositi a base di fibre lunghe** che funzionano per aderenza.

Tutte le tre tecniche permettono inoltre di migliorare il funzionamento delle giunzioni tra le barre esistenti nelle zone di sovrapposizione.

Le norme citate forniscono le indicazioni per calcolare gli incrementi sopra detti in accordo con la teoria del cemento armato a seconda della tecnica di rinforzo scelta.

È utile osservare in tutti e tre i casi la valutazione dell'effetto migliorativo della tecnica di rinforzo adottata viene condotta mediante un procedimento di calcolo che usa formule analitiche derivate direttamente dalle formule generali della Tecnica delle Costruzioni.

In accompagnamento all'uso di una delle tre tecniche di rinforzo illustrate che prevedono il ricorso a materiali aggiuntivi, è possibile, come accennato, aggiungere nuovi elementi strutturali per migliorare il comportamento strutturale della costruzione.

Ad esempio, può essere utile realizzare strutture metalliche consistenti in controventi dissipativi o nuovi setti in cemento armato, dovendo comunque considerare che l'inserimento di nuovi elementi strutturali, oltre che dover essere assicurato con opportuni dettagli di collegamento, non scongiura l'innescio di meccanismi locali e quindi bisognerebbe comunque prevedere interventi correttivi delle carenze locali rinvenute in fase di diagnosi.

In generale quindi nuove strutture inserite in una costruzione esistente sono da ritenersi supplementari e non sostitutive.

3.6 Sintesi delle tecniche di rinforzo degli elementi in muratura

Le norme tecniche descrivono una moltitudine di interventi sulle costruzioni in muratura, essendo in effetti la casistica molto variegata: interventi sui pannelli murari, interventi nei collegamenti, interventi sugli impalcati e in copertura, interventi locali per ripristinare la continuità muraria, ed ancora interventi sulle strutture ad arco.

In questo paragrafo ci si limita a citare gli interventi finalizzati a incrementare la resistenza dei singoli pannelli murari.

Questi interventi sono essenzialmente:

- la ristilatura dei giunti di malta;
- l'inserimento di una lastra (armata o no) sottile sulle superfici esterne;
- l'iniezione di miscele leganti a base calce o pozzolana;
- l'inserimento di materiali compositi sulle superfici esterne.

Tutte le tecniche hanno particolare significato se il rinforzo è previsto su entrambe le facce della parete muraria, in modo da realizzare una condizione di simmetria del rinforzo.

La tecnica della ristilatura consiste nel rimuovere le parti degradate della malta presente nei giunti murari per poi inserire in sostituzione nuova malta di buona qualità.

La rigenerazione dei giunti di malta, generalmente carbonatata per non meno di 3-4 cm, assume un ruolo basilare per il funzionamento del sistema murario.

Infatti l'organismo in muratura è modellato come un sistema composto da pannelli murari supposti perfettamente monolitici anche se in realtà sono composti da elementi lapidei e da un legante idraulico.

Tuttavia nelle costruzioni esistenti risulta poco coerente assumere monolitico il pannello per l'intero spessore, essendo appunto la malta degradata sull'esterno, e più correttamente nel modello di calcolo andrebbe considerato lo spessore del muro al netto dello spessore maggiormente carbonatato e quindi soffice di malta.

E questa considerazione diviene ancora più rilevante nel caso di muratura disordinata, o comunque costituita da pietre irregolari non squadrate, con malta esterna decoesa.

Del resto le stesse norme tecniche ammoniscono giustamente che **le verifiche dei meccanismi locali di corpo rigido sono davvero rappresentative soltanto se le pareti presentano una certa monoliticità capace di impedire collassi locali per disgregazione della compagine muraria.**

Dalle considerazioni precedenti si comprende come l'intervento di ristilatura sia un aspetto essenziale che dovrebbe caratterizzare qualsiasi intervento, precedendo l'inserimento di elementi di rinforzo esterno.

La ristilatura, perché risulti efficace, dovrebbe essere eseguita utilizzando una malta di elevate proprietà meccaniche visto che sarà posizionata nei lembi estremi della sezione muraria, quindi nelle zone maggiormente sollecitate.

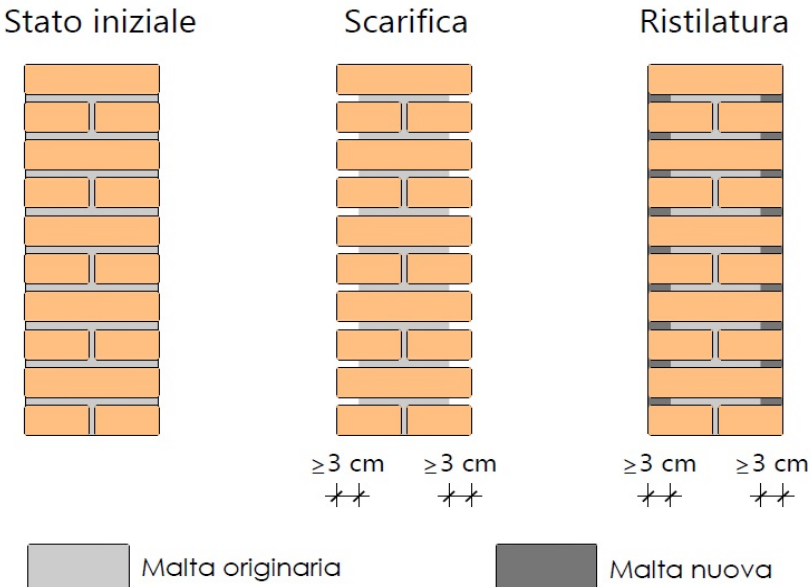


Fig. 14 – Schema dell'intervento di ristilatura

L'incremento atteso di tutte le prestazioni meccaniche rispetto alle condizioni di partenza può essere significativo, in quanto di fatto si aumenta l'area

resistente efficace, sempre a patto che sia fatto in profondità e si utilizzi malta di elevata resistenza a compressione.

Vista la grande differenza che può sussistere tra le diverse murature, allora sarebbe sempre bene eseguire prove strumentali per valutare l'incremento ottenibile con l'intervento descritto, dovendo poi considerare che l'incremento è tanto maggiore quanto minore è lo spessore del muro.

Allo scopo può essere ad esempio utile eseguire prove con martinetto a spinta per determinare la resistenza a taglio della muratura secondo la procedura standardizzata dalla ASTM C1531 e prove con martinetti piatti doppi per valutare la resistenza di rottura a compressione secondo la ASTM C1197. Tali prove andrebbero condotte su pannelli non ristilati e su pannelli ristilati, in modo da confrontarne le prestazioni.

Meglio ancora se già in sede progettuale vengano eseguite le prove sui pannelli ristilati in modo da validare a monte le assunzioni di calcolo.



Fig. 15 – Esempio di “shear test” secondo la ASTM C1531 su parete ristilata

L'utilizzo di iniezioni nella muratura è una tecnica che può risultare particolarmente valida soprattutto nel caso di muratura disordinata.

La scelta di tale tecnica di intervento dovrebbe essere sempre supportata da una fase conoscitiva che preveda indagini non distruttive (scansioni con georadar) e semi-distruttive (endoscopie) per valutare la reale consistenza delle zone interne del pannello ed individuare la eventuale presenza di cavità che diano discontinuità alla muratura.

E comunque le iniezioni dovrebbero essere precedute da interventi di bonifica dello strato esterno, e cioè dalla ristilatura dei giunti, in modo da evitare che la malta iniettata verso l'interno possa fuoriuscire.

L'incremento prestazionale si valuta mediante i coefficienti amplificativi forniti dalla circolare delle norme tecniche, tenendo sempre in conto che sarebbe opportuno confermare i valori proposti dalla circolare mediante prove in sito.

Il terzo tipo di intervento, detto comunemente intonaco armato, prevede la realizzazione di una lastra di malta idraulica, generalmente armata con un materiale resistente a trazione, disposta su entrambi i lati del muro.

L'intervento risulta naturalmente più efficace se si prevede di eseguire prima la scarnitura dei giunti di malta e si ricostruiscono con la stessa malta usata per la lastra di rinforzo esterna.

In generale è opportuno utilizzare armature resistenti alla corrosione, quindi sono da preferirsi barre in acciaio zincato o inossidabile se si ricorre a reti elettrosaldate, o reti in fibre lunghe sintetiche non soggette a corrosione.

Nel caso di muratura disordinata del tipo a sacco è utile collegare i due strati di intonaco armato presenti sulle facce opposte mediante legature trasversali disposte in appositi fori realizzati nel pannello murario da sigillare poi con malta.

Per valutare quantitativamente l'apporto migliorativo dello strato di intonaco armato è possibile fare riferimento ai valori riportati in una tabella della circolare delle norme tecniche.

È bene tenere presente che la suddetta tabella indica i valori dei coefficienti correttivi "massimi" da applicare ai valori di partenza dei vari tipi di muratura per valutare l'incremento delle resistenze meccaniche.

Si noti che con tale approccio non entra mai in gioco il diametro delle armature presenti nello strato di intonaco di rinforzo, che pure avranno una diversa incidenza sul risultato finale a seconda del diametro e della resistenza a trazione.

E nemmeno è possibile tenere in conto lo spessore dell'intonaco di rinforzo, che può variare da un minimo di 3 cm (anche per poter garantire uno strato protettivo alle armature interne) fino a circa 5-6 cm.

Del resto la stessa circolare evidenzia che i valori tabellari dovrebbero considerarsi come un riferimento in mancanza di valutazioni specifiche *“che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici”*.

In effetti anche nel caso dell'intonaco armato vale sempre il criterio generale già indicato di testare empiricamente l'efficacia dell'intervento.

In alternativa al metodo dei coefficienti moltiplicativi, sarebbe possibile comunque valutare l'incremento delle capacità resistenti di un pannello murario rinforzato con intonaco armato mediante le formule della Tecnica delle Costruzioni, sempre dopo aver individuato una legge che esprima il funzionamento d'insieme del muro esistente e degli strati di malta armata esterni, tenendo in debito conto la rigidità dello strato di rinforzo e l'aderenza sull'interfaccia tra muro e intonaco di rinforzo.

In tal modo si potrebbe peraltro valutare correttamente il contributo dell'armatura presente nel rinforzo.

Tale approccio non è però utilizzato e in genere si preferisce adottare il metodo dei coefficienti delle tabelle per l'immediatezza, malgrado proprio l'eccessiva speditezza non permetta di cogliere appieno le differenze dell'incremento ottenuto al variare dello spessore dell'intonaco armato, né tantomeno al variare dell'armatura resistente a trazione.

In alternativa all'intonaco armato è possibile anche rinforzare un pannello murario mediante una lastra di malta priva di armatura che di fatto aumenta lo spessore iniziale.

Se si adotta la soluzione della lastra non armata allora è possibile eseguire nella stessa fase operativa la ristilatura dei giunti e l'ispessimento del muro, con il risultato che la lastra esterna risulta in questo caso ben ammorsata nella muratura.

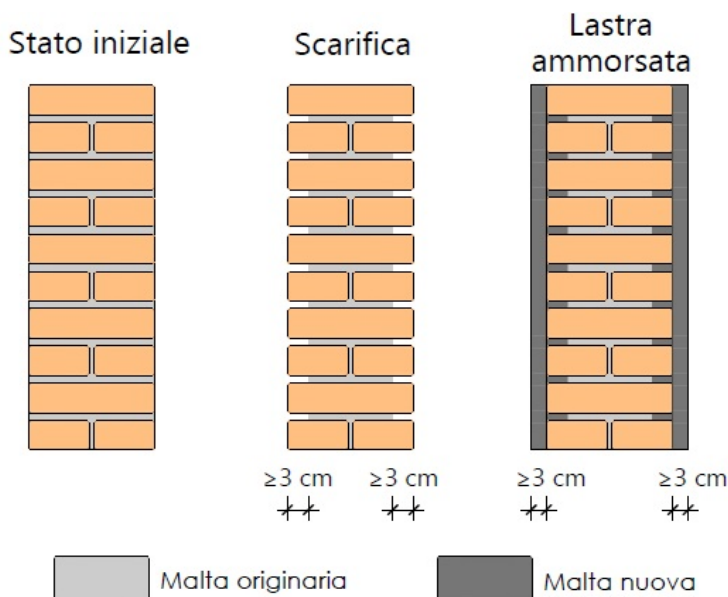


Fig. 16 – Schema dell'intervento di rinforzo con lastra ammorsata

Concettualmente simile, ma diverso sotto il profilo tecnologico rispetto all'intonaco armato o alla lastra non armata, è l'intervento con materiali compositi del tipo FRP e FRCM in quanto consente di ottenere l'incremento delle capacità portanti del muro senza aumentare lo spessore del pannello e senza apportare carichi sulla costruzione.

L'introduzione di un materiale di spessore trascurabile in aderenza alla superficie muraria permette infatti di idealizzare la parete rinforzata come un elemento monolitico resistente a compressione (pannello murario) dotato di armatura resistente a trazione (sistema FRP o FRCM prescelto), considerando nel problema matematico soltanto l'aderenza tra muro e materiale composito, essendo in tal caso la rigidità del rinforzo praticamente nulla.

In questo caso risulta particolarmente agevole utilizzare le formule di comprovata validità della Tecnica delle Costruzioni per predire l'efficacia del rinforzo, come si vedrà nel successivo paragrafo.

Naturalmente è sempre opportuno che prima di inserire il rinforzo fibroso sia stata bonificata la superficie esterna rimuovendo lo strato di malta carbonatata e ricostruendolo con malta idonea per resistenza e per caratteristiche di traspirabilità.

4. I MATERIALI FRCM PER IL RINFORZO STRUTTURALE

Con la nascita della Scienza dei Materiali si è via via consolidato nell'arco degli ultimi due secoli un approccio alla sicurezza delle costruzioni basato sui coefficienti di sicurezza, calibrati per mantenere una certa distanza dalla condizione della crisi.

I coefficienti di sicurezza dei materiali da costruzione sono, come noto, naturalmente diversi per legno, muratura, acciaio e cemento armato dipendendo dalla distribuzione statistica delle proprietà meccaniche.

Riguardo ai materiali edili usati nelle nuove costruzioni si usa fare riferimento al valore della tensione di progetto riferendosi alle condizioni ultime del materiale, ad esempio per il calcestruzzo alla resistenza a compressione oppure per le barre di acciaio alla tensione di snervamento ed alla resistenza a trazione.

Ad esempio per il calcestruzzo le norme tecniche richiedono che il valore della resistenza a compressione di progetto si determini dalla seguente espressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove, a parte $\alpha_{cc} = 0,85$ che rappresenta un coefficiente riduttivo usato per considerare l'effetto dei carichi di lunga durata sulla resistenza, il coefficiente di sicurezza è $\gamma_c = 1,50$.

Nel caso particolare dei materiali di rinforzo fibroso FRP ed FRCM, basati sul funzionamento per aderenza, conviene invece determinare il valore della tensione di progetto riferendosi alla deformazione ε_{fd} che realmente riesce ad attivare, visto che la crisi del rinforzo avviene per delaminazione e mai per raggiungimento della resistenza a trazione caratteristica delle fibre f_{fk} .

Il valore della resistenza di progetto a trazione del rinforzo fibroso si esprime quindi in generale secondo la seguente forma:

$$f_{fd} = \varepsilon_{fd} \cdot E_f$$

laddove E_f è il modulo elastico delle fibre del rinforzo, mentre ε_{fd} rappresenta la deformazione delle fibre in corrispondenza del distacco dal materiale di base, distacco sempre prematuro rispetto al raggiungimento della resistenza a trazione delle fibre.

Nell'ambito dei materiali di rinforzo compositi bisogna poi fare una distinzione tra i materiali FRP, aventi spessore di circa 1 mm o poco meno (considerando 1 strato di tessuto di fibre) e quindi molto contenuto, rispetto ai materiali FRCM, i quali hanno dimensioni finali più consistenti rispetto ai primi, di circa 8 mm (sempre considerando 1 strato di rete di fibre).

Nei materiali FRP, proprio per il fatto che consistono in un laminato molto sottile assai coeso di resina epossidica all'interno della quale restano immerse le fibre lunghe resistenti a trazione, in condizioni standard (buona esecuzione dell'incollaggio) il distacco avviene con la formazione di una superficie di frattura nel supporto.

Il legame costitutivo di un materiale FRP è quindi assimilabile ad un comportamento sostanzialmente elastico fino a rottura con crisi per distacco improvviso e quindi di tipo prettamente fragile.

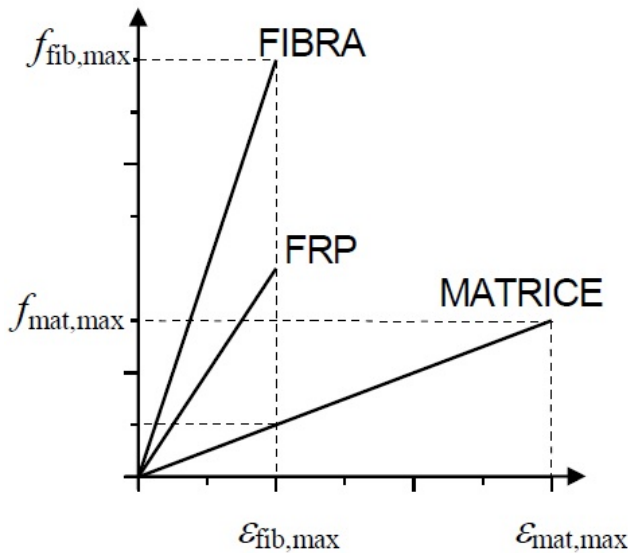


Fig. 17 – Legame costitutivo tipico dei materiali FRP (da DT200)

Diversamente per i materiali FRCM, almeno nel caso di armature resistenti a trazione costituite da fibre lunghe di PBO, il distacco si manifesta generalmente per sfilamento delle fibre all'interno dello strato della matrice idraulica denotando una certa duttilità.

In effetti, dopo aver superato la prima fase elastica, le fibre iniziano a scorrere progressivamente all'interno della matrice cementizia senza che ancora avvenga la rottura, e ciò si traduce nel comportamento molto deformabile associato al tratto post-elastico del legame costitutivo.

Tale attitudine dei materiali FRCM è favorita proprio dal fatto che le fibre non sono appunto continue ma invece sono raggruppate in piccoli fasci tra loro separati e distribuiti in maniera razionale nello strato di matrice cementizia così che la trasmissione delle tensioni tra fibre e matrice possa avvenire lungo tutto il perimetro del singolo fascio, proprio in analogia a quanto accade per le barre d'acciaio immerse nel calcestruzzo.

L'estensione del tratto post-elastico varia a seconda del tipo di matrice e di fibre di armatura della rete.

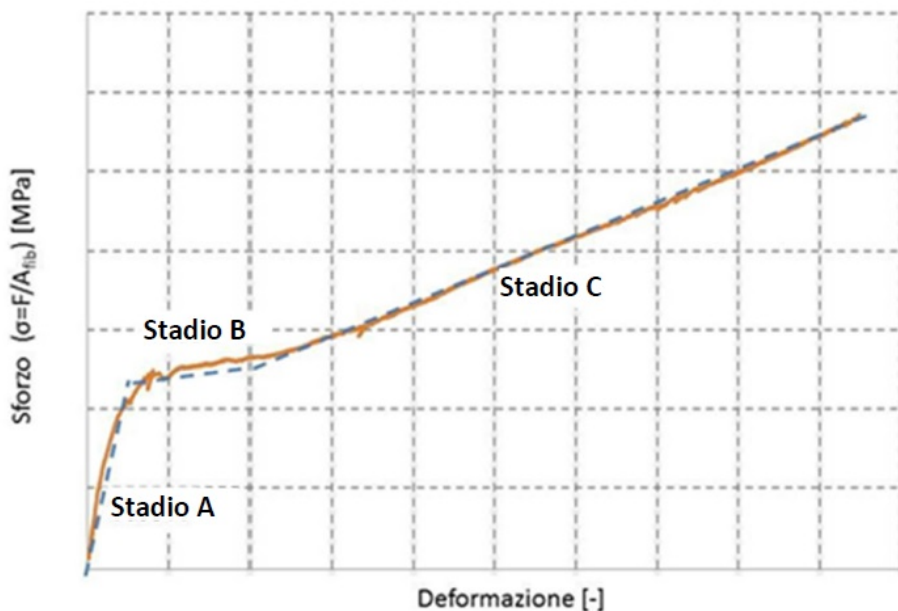


Fig. 18 – Legge costitutivo tipico dei materiali FRCM (da DT215)

In relazione alla prova sul composito FRCM si individuano la deformazione ultima a trazione ε_u e la resistenza ultima a trazione σ_u .

Si definiscono $\varepsilon_{u,f}$ e $\sigma_{u,f}$ inoltre rispettivamente la deformazione ultima a trazione e la resistenza ultima a trazione del tessuto secco, valori questi desunti invece da prove a trazione sul materiale fibroso secco.

È utile osservare che le figure precedenti riflettono il comportamento tipico rispettivamente di un materiale FRP e FRCM analizzato mediante una prova a trazione monoassiale sul singolo prodotto dato dall'accoppiamento della matrice polimerica o idraulica con l'armatura fibrosa.

Tuttavia il dato davvero significativo ai fini progettuali è quello riferito alla deformazione corrispondente al distacco dal supporto.

Nel caso di un rinforzo esterno sottile (FRP, FRCM) risulta quindi necessario valutare il comportamento d'insieme rinforzo-supporto mediante specifiche prove di delaminazione.

Nelle due immagini seguenti si riporta un esempio di prova a strappo parallelo di un testimone di rinforzo FRCM che si esegue tirando l'armatura fibrosa mediante un apposito martinetto fino a registrare il distacco dal supporto, individuando così il valore della forza corrispondente alla delaminazione del rinforzo.

È chiaro come l'individuazione del limite di delaminazione mediante una prova diretta risponde alla necessità di conoscere per via empirica il funzionamento del rinforzo secondo l'approccio sperimentale al quale si è fatto cenno in precedenza.



Fig. 19, 20 – Prove di delaminazione in sito di un rinforzo FRCM con fibre di PBO

L'aspetto più importante nelle verifiche di un elemento strutturale, in muratura o in cemento armato, rinforzato mediante materiali compositi è quindi quello legato alla determinazione del valore di calcolo della deformazione ultima del sistema composito che dipende necessariamente dal tipo di supporto.

Infatti, benché le fibre lunghe comunemente presenti nei sistemi compositi volti al rinforzo di elementi strutturali abbiano valori della resistenza a trazione

molto elevati, nel calcolo bisogna utilizzare valori ridotti corrispondenti a quelli che si verificano al momento della rottura.

E la rottura può avvenire secondo varie modalità: interessando parte del supporto, lungo l'interfaccia tra FRCM e supporto, lungo l'interfaccia tra la matrice di malta e la rete di fibre, per sfilamento della rete fibrosa nella matrice di malta, per sfilamento della rete nella malta e contemporanea fessurazione dello strato di malta esterno, ed infine per rottura a trazione della rete fibrosa.

La crisi per sfilamento delle fibre nella matrice cementizia, tipica dei materiali FRCM con fibre di PBO, rappresenta la condizione ideale in quanto permette di poter fare affidamento su un significativo comportamento deformabile.

Le istruzioni italiane del DT 215 definiscono la tensione limite convenzionale $\sigma_{\text{lim,conv}}$ e la deformazione convenzionale $\varepsilon_{\text{lim,conv}}$, sussistendo la relazione

$$\varepsilon_{\text{lim,conv}} = \frac{\sigma_{\text{lim,conv}}}{E_f}, \text{ dove } E_f \text{ rappresenta il modulo elastico normale delle fibre}$$

del tessuto secco.

I suddetti valori, intesi come caratteristici, si ricavano con prove di distacco da supporti convenzionali, in cemento armato ed in muratura, e pertanto dipendono dallo specifico tipo di supporto.

Le proprietà suddette saranno fornite nelle schede tecniche del sistema FRCM dopo averle ricavate mediante le prove di qualificazione eseguite secondo la citata *“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”* di cui al Decreto n.1 del 9 gennaio 2019 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

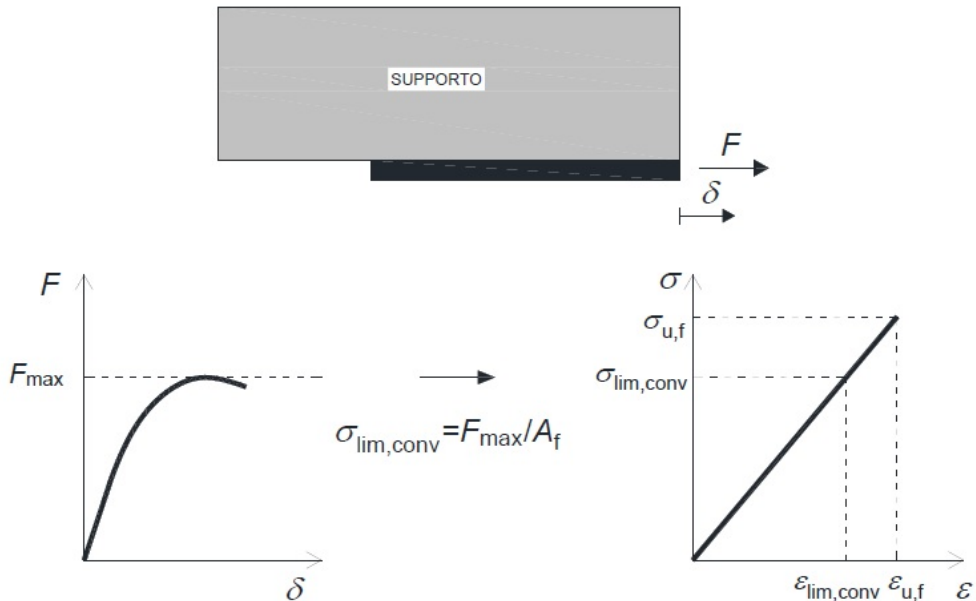


Fig. 21 – Determinazione della $\sigma_{lim,conv}$ e della $\epsilon_{lim,conv}$ (da DT215)

Il valore $\sigma_{lim,conv}$ si utilizza nelle verifiche quando la lunghezza di ancoraggio è ridotta e tale che la crisi avvenga nell'estremità del rinforzo, come ad esempio per il rinforzo a taglio delle travi in cemento armato.

Se invece la crisi è attesa nella zona intermedia del rinforzo, e quindi il rinforzo presenta una opportuna estensione oltre il tratto è sollecitato, allora è possibile adottare un valore della resistenza di progetto maggiore.

Secondo il DT 215 in questo secondo caso si adottano valori di progetto della deformazione e della resistenza amplificati mediante un coefficiente α :

- $\epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)} = \alpha \cdot \epsilon_{lim,conv}$
- $\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)} = E_f \cdot \epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)}$

Il coefficiente amplificativo α si assume generalmente pari a 1,50, tranne nel caso di sistemi FRCM per i quali $\sigma_{lim,conv}$ si trovi nel tratto elastico (stadio A di figura 18) laddove si deve assumere $\alpha = 1$.

È comunque possibile adottare valori di α anche maggiori di 1,50 se dimostrato attraverso idonea sperimentazione.

Ad ogni modo il valore di $\sigma_{lim,conv}^{(\alpha)}$ non deve eccedere il valore ricavato dalle prove sul solo tessuto secco di fibre $\sigma_{u,f}$.

I valori di progetto della deformazione e della resistenza a trazione del sistema di rinforzo FRCM si ricavano in definitiva mediante le relazioni:

- $$\varepsilon_{fd} = \eta_a \cdot \frac{\min(\varepsilon_{lim,conv}, \varepsilon_{u,f})}{\gamma_m}$$
- $$\sigma_{fd} = \eta_a \cdot \frac{\min(\sigma_{lim,conv}, \sigma_{u,f})}{\gamma_m}$$

nelle quali η_a rappresenta un coefficiente di esposizione ambientale da assumere, in assenza di prove specifiche, pari a 0,90 per FRCM collocati all'interno, a 0,80 per FRCM disposti su elementi strutturali esterni, ed a 0,70 in condizioni di ambiente aggressivo.

È comunque possibile adottare valori di η_a pari all'unità se corroborati da prove di laboratorio.

Riguardo al fattore parziale del materiale FRCM si adotta $\gamma_m = 1,5$ per le verifiche agli stati limite ultimi, e $\gamma_m = 1,0$ per quelle agli stati limite di esercizio.

Per determinare la resistenza a trazione di calcolo dei sistemi compositi si fa quindi riferimento alla deformazione ultima di calcolo, associata al tipo di crisi atteso, moltiplicata per il modulo elastico delle fibre.

Nel seguito si presentano le formule per dimensionare i rinforzi con materiali FRCM per elementi in cemento armato ed in muratura secondo l'approccio tradizionale della Tecnica delle Costruzioni, dovendo comunque osservare che i concetti e le formule per il dimensionamento restano sostanzialmente gli stessi nel caso dei materiali FRP.

4.1 I rinforzi FRCC per le costruzioni in cemento armato

Le norme di riferimento prevedono che si possa considerare l'effetto del rinforzo con materiali compositi per ottenere l'incremento delle seguenti prestazioni meccaniche:

- resistenza a taglio di travi e pilastri
- resistenza a flessione di travi e solette
- resistenza a compressione e deformazione ultima di pilastri

Inoltre, avvolgendo un elemento in cemento armato a cavallo di una zona nella quale siano presenti giunzioni di barre inadeguate (poco copriferro, lunghezza di sovrapposizione ridotta, e, per barre lisce, ganci errati), allora si migliora anche il comportamento delle barre nella zona di interruzione.

4.1.1 Criteri di dimensionamento

I legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio si assumono conformi a quelli delle norme tecniche generali per il cemento armato.

Per il calcestruzzo, tra quelli previsti dalle norme, si fa generalmente riferimento ad un legame del tipo parabola-rettangolo, con $\varepsilon_{cu} = 0,0035$.

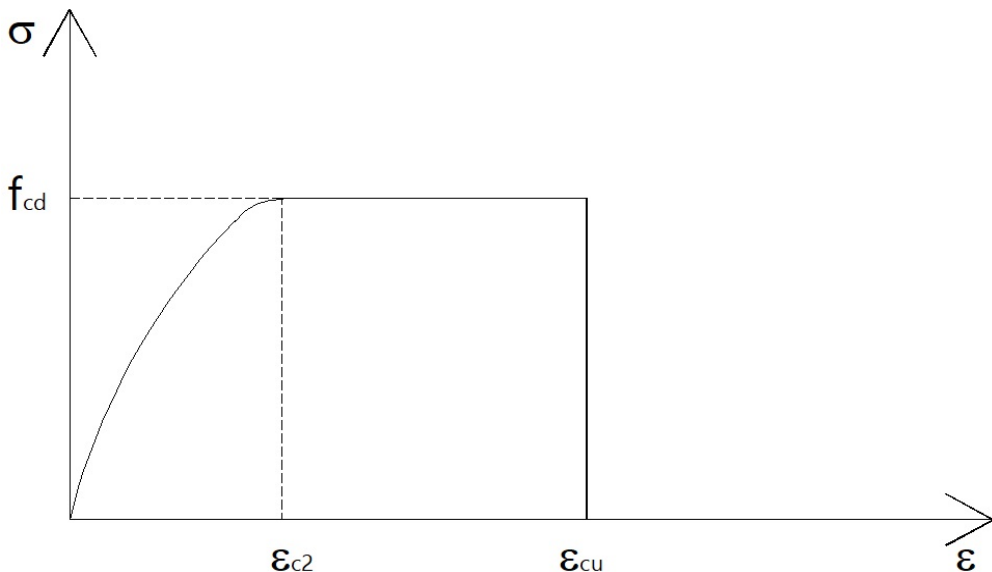


Fig. 22 – Legame costitutivo per il calcestruzzo

Per l'acciaio si può usare un comportamento elastico-perfettamente plastico.

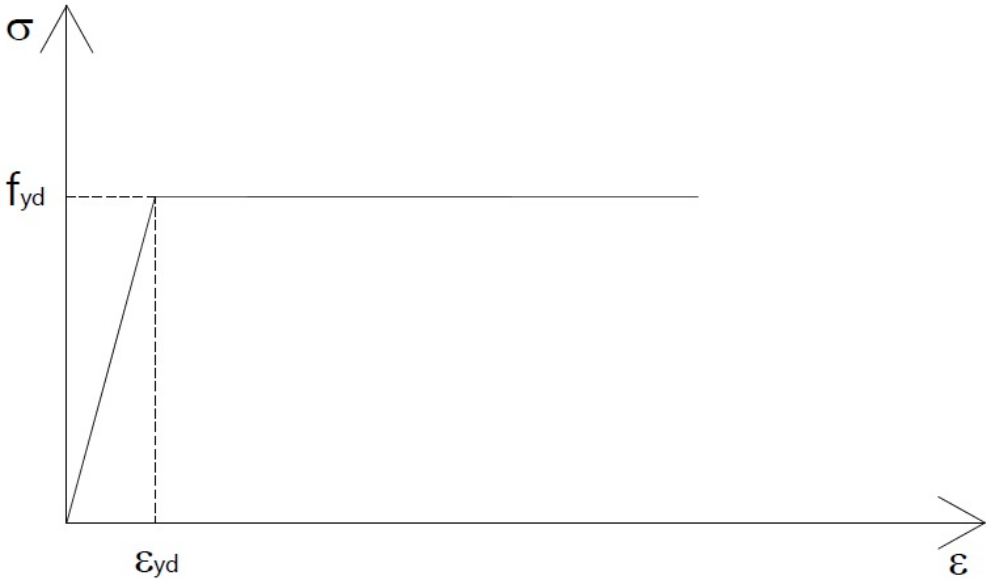


Fig. 23 – Legame costitutivo per l'acciaio delle barre d'armatura

Momento resistente di una trave in c.a. rinforzata

Per il calcolo del momento resistente ultimo di una trave rinforzata con materiali compositi si può procedere in analogia a quanto avviene per dimensionare un nuovo elemento in c.a. e quindi, dapprima si individua l'asse neutro dall'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale, e dopo si determina il momento resistente ultimo grazie all'equazione di equilibrio alla rotazione, con la sola differenza che nel caso della sezione in c.a. rinforzata si deve considerare anche la forza di trazione legata alla presenza dell'armatura di rinforzo aggiuntiva.

Valgono quindi le ipotesi della teoria del cemento armato:

- conservazione della sezione piana
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla
- perfetta aderenza tra barre di armatura e calcestruzzo

cui poi si aggiungono le ulteriori ipotesi:

- perfetta aderenza tra rinforzo fibroso e calcestruzzo fino alla deformazione di delaminazione
- comportamento delle fibre di rinforzo elastico lineare fino a rottura

L'equazione di equilibrio alla traslazione per determinare l'asse neutro della sezione rinforzata si scrive quindi:

$$R_c - R_t = 0$$

La risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo e nelle barre d'armatura compresse vale:

$$R_c = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

La risultante delle tensioni di trazione nelle barre e nelle fibre di rinforzo presenti in zona tesa vale:

$$R_t = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_f \cdot \sigma_f$$

Quindi l'equazione dell'asse neutro si riscrive:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_f \cdot \sigma_f = 0$$

Il momento resistente si può determinare mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno ad un qualsiasi punto.

Se si sceglie ad esempio il baricentro delle armature esistenti posizionate al lembo teso, allora il momento resistente si calcola come segue:

$$M_{RU} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot [\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} (d - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} (d - d_2) + A_f \cdot \sigma_f \cdot d_1]$$

Il significato dei termini presenti nelle precedenti espressioni è:

- $f_{cd} = f_{cm} / F.C.$ = valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- ψ = intensità della risultante degli sforzi di compressione rapportata a: $b \cdot x \cdot f_{cd}$. In altri termini, ψ rappresenta il rapporto tra l'area effettiva del diagramma delle tensioni nel calcestruzzo e l'area del diagramma rettangolare fittizio che lo ingloba;

- λ = distanza della risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo dall'estremo lembo compresso rapportata a x ;
- Se la deformazione nel calcestruzzo raggiunge il valore ultimo ε_{cu} , allora i valori di ψ e λ possono con buona approssimazione essere assunti come:

$$\psi = 0,80$$

$$\lambda = 0,40$$

- γ_{Rd} è il coefficiente parziale per meccanismo resistente che tiene conto delle incertezze insite nel modello di calcolo e nel caso della flessione deve essere assunto pari ad 1,00.

Risolvendo iterativamente l'equazione dell'equilibrio alla traslazione si definisce la posizione dell'asse neutro x .

Crisi per delaminazione delle fibre di rinforzo

Ad esempio si può assumere inizialmente che la rottura della sezione rinforzata avvenga per raggiungimento della deformazione limite di progetto nel composito (zona 1): il diagramma delle deformazioni corrispondente ha come punto fisso il valore limite della deformazione del composito, ε_{fd} .

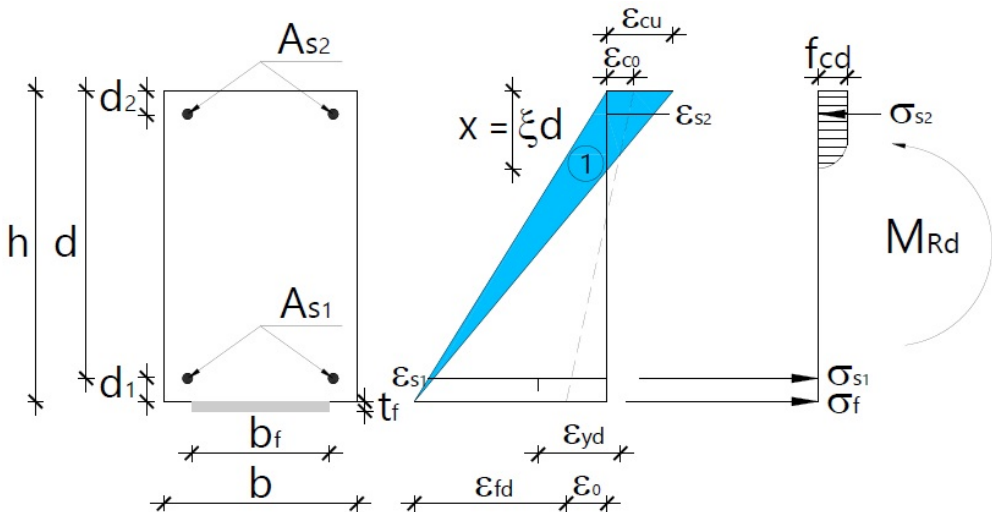


Fig. 24 – Sezione trave, diagramma deformazioni e tensioni a rottura (zona 1)

E quindi le equazioni di congruenza si scrivono come segue:

- fibre di rinforzo FRP/FRCM $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- calcestruzzo lembo compresso $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{h-x} \leq \varepsilon_{cu}$
- barre d'acciaio in zona compressa $\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x-d_2}{h-x}$
- barre d'acciaio in zona tesa $\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{d-x}{h-x}$

L'equazione dell'asse neutro diventa:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s - A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot E_s - A_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f = 0$$

Sostituendo i valori delle deformazioni dell'acciaio teso e compresso si ha:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \frac{x-d_2}{h-x} \cdot E_s - A_{s1} (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \frac{d-x}{h-x} E_s - A_f \varepsilon_{fd} E_f = 0$$

Si risolve quindi l'equazione di secondo grado rispetto ad x e si determina la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.

Dopo si passa a determinare il momento resistente.

Crisi per schiacciamento del calcestruzzo

Se dalle equazioni di congruenza si ottiene che la deformazione del calcestruzzo risulta superiore a quella ultima convenzionale allora vuol dire che si ricade nel caso in cui la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo con l'acciaio teso snervato (zona 2), mentre la deformazione del composito non eccede quella limite: resta fissata la deformazione massima di progetto del calcestruzzo compresso, ε_{cu} , in funzione della quale si ricavano, per linearità, le deformazioni normali negli altri materiali.

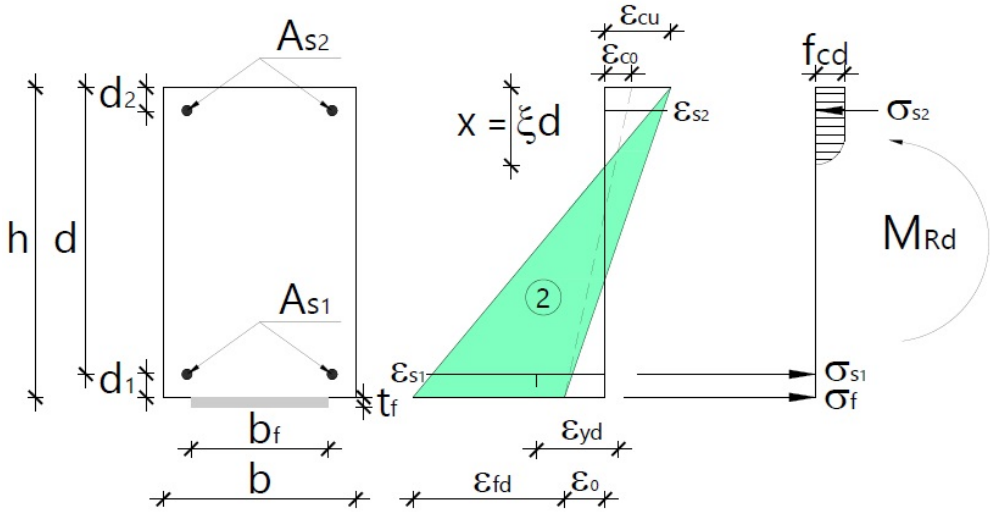


Fig. 25 – Sezione trave, diagramma deformazioni e tensioni a rottura (zona 2)

In questo secondo caso le equazioni di congruenza si scrivono:

- fibre di rinforzo FRP/FRCM $\epsilon_f = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (h - x) - \epsilon_0 \leq \epsilon_{fd}$
- calcestruzzo lembo compresso $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
- barre d'acciaio in zona compressa $\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x}$
- barre d'acciaio in zona tesa $\epsilon_{s1} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x}$

Questa volta l'equazione dell'asse neutro diventa:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot E_s - A_{s1} \cdot \epsilon_{s1} \cdot E_s - A_f \cdot \epsilon_f \cdot E_f = 0$$

Sostituendo i valori delle deformazioni dell'acciaio teso e compresso si ha:

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \epsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} E_s - A_{s1} \epsilon_{cu} \cdot \frac{d - x}{x} E_s - A_f \left[\frac{\epsilon_{cu}}{x} (h - x) - \epsilon_0 \right] E_f = 0$$

Come prima si risolve l'equazione di secondo grado con incognita la posizione dell'asse neutro e dopo si calcola il momento resistente della sezione rinforzata con un'equazione di equilibrio alla rotazione.

Taglio resistente di un elemento in c.a. rinforzato

Il rinforzo a taglio con materiali compositi si realizza applicando in aderenza sulla superficie esterna della membratura da rinforzare uno o più strati di materiale secondo uno dei due schemi seguenti.

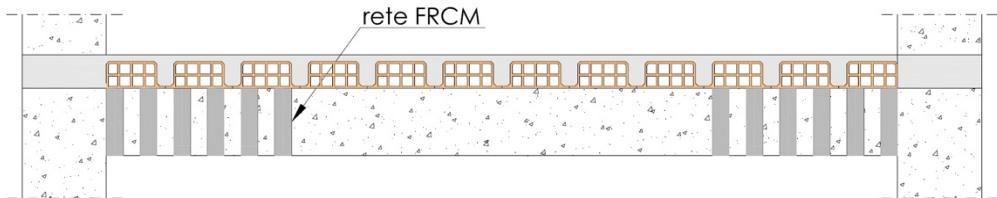


Fig. 26 – Rinforzo a taglio di una trave in c.a. con reti verticali

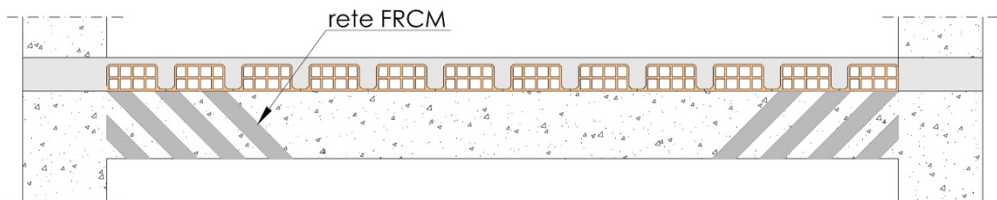


Fig. 27 – Rinforzo a taglio di una trave in c.a. con reti inclinate

L'algoritmo per il calcolo del contributo alla resistenza al taglio offerta dai rinforzi con materiali compositi è il seguente:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

dove:

- d = altezza utile della sezione
- f_{fed} = resistenza efficace di calcolo del sistema di rinforzo
- t_f = spessore della rete di FRCM di rinforzo in ordito
- b_f = larghezza della rete di FRCM di rinforzo
- p_f = passo delle reti di rinforzo di FRCM
- $\gamma_{Rd} = 1,50$ per il meccanismo resistente a taglio

- β = angolo inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale
- θ = angolo inclinazione della biella compressa di calcestruzzo

La resistenza efficace di calcolo può calcolarsi mediante:

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

dove:

- $L_{max} = \frac{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}}{\sin \beta}$
- σ_{fd} = tensione di progetto del materiale FRCM
- l_{ed} = lunghezza efficace di ancoraggio (in genere 300 mm)
- h_w = altezza anima della trave sulla quale si dispone a contatto il rinforzo FRCM

Confinamento di un pilastro mediante materiali FRCM

Introducendo materiali FRCM intorno ad un pilastro, con le fibre delle reti di armatura poste in direzione ortogonale al suo asse longitudinale, si ottiene il confinamento del nucleo di calcestruzzo interno.

L'effetto migliorativo si valuta considerando la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato dal rinforzo FRCM con la seguente espressione:

$$f_{ccd} = f_{cd} \cdot \left[1 + 2,6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right]$$

dove:

- f_{cd} = valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato

- $f_{l,eff}$ = pressione efficace di confinamento

La pressione efficace di confinamento si esprime mediante:

$$f_{l,eff} = k_H \cdot f_l$$

essendo:

- k_H = coefficiente di efficienza orizzontale
- f_l = pressione di confinamento

Il coefficiente k_H vale 1 per sezioni circolari, mentre per sezioni rettangolari si valuta con la seguente formula:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot b \cdot h}$$

dove:

- $b' = b - 2 \cdot r_c$
- $h' = h - 2 \cdot r_c$
- r_c = raggio di curvatura ottenuto dall'arrotondamento degli spigoli della sezione rettangolare

Riguardo invece alla pressione di confinamento laterale, si ricorre alla formula che segue:

$$f_l = \frac{2 \cdot n_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ud,rid}}{D}$$

con:

- n_f = numero di strati di FRCCM di rinforzo
- $\varepsilon_{ud,rid} = \min\left(k_{mat} \cdot \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{uf}}{\gamma_m}; 0,004\right)$
- $k_{mat} = \alpha_4 \cdot \left(\rho_{mat} \cdot \frac{f_{c,mat}}{f_{cd}}\right)^2 \leq 1$

- $\alpha_4 = 1,81$
- $\rho_{mat} = \frac{4 \cdot t_{mat}}{D}$
- $f_{c,mat}$ = resistenza a compressione della matrice
- t_{mat} = spessore del rinforzo FRCM (al lordo della matrice inorganica)
- D = diametro sezione circolare oppure diagonale sezione rettangolare

In definitiva la resistenza a compressione del pilastro confinato mediante FRCM vale:

$$N_{R,d} = A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Con i materiali compositi è anche possibile confinare il pannello non confinato dei nodi trave-pilastro mediante opportune configurazioni.

In generale l'intervento prevede la messa in opera in prima battuta del rinforzo sul pannello di nodo con le fibre della rete d'armatura del sistema FRCM disposte in direzione ortogonale all'asse del pilastro.

La rete deve essere prolungata sulle facce verticali delle travi convergenti nel nodo, e successivamente si dispone il rinforzo anche sulle travi in sormonto così da migliorare l'ancoraggio della rete di rinforzo del nodo.

La rete collocata alle estremità delle travi può presentare le fibre della direzione principale (ordito) inclinate a 45° oppure a 90° rispetto all'asse della trave stessa.

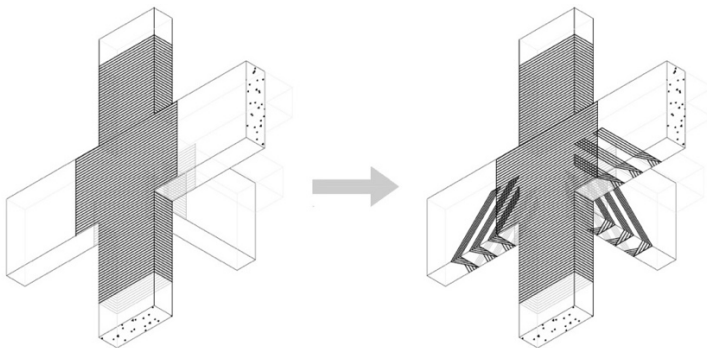


Fig. 28 – Rinforzo pannello non confinato del nodo

4.1.2 Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo

I rinforzi esterni, di qualunque tipo, dovrebbero essere disposti su una superficie dotata di proprietà meccaniche in grado di garantire la migliore aderenza possibile.

Visto che le zone esterne di una costruzione sono quelle direttamente a contatto con gli agenti atmosferici, generalmente bisogna eseguire un intervento preliminare alla messa in opera del rinforzo che consiste nella rimozione degli strati esterni che presentino degradazione.

Opportune prove di carbonatazione e saggi sulla granulometria aiuteranno ad individuare la profondità dello strato da rimuovere.

Dopo aver rimosso lo strato degradato, si eseguirà la pulizia delle barre di armature proteggendole poi con vernice passivante, e si ricostruirà la sezione geometrica originaria con malte tissotropiche, o colabili nel caso la zona da ricostruire sia particolarmente consistente.

Soltanto dopo queste fasi, sarà possibile applicare il rinforzo composito, dovendo ricordare che l'uso di materiali di rinforzo del tipo FRCM permette di intervenire fresco su fresco ovvero su superfici umide.

Si deve poi osservare che in corrispondenza dei cambi di direzione delle fibre (ad esempio rinforzo a taglio con schema ad U) è necessario smussare gli spigoli tra due facce tra loro ortogonali riprofilando l'angolo con un raggio di curvatura di almeno 20 mm.

Ciò perché i materiali compositi devono lavorare il più possibile a trazione pura, evitando tensioni normali all'asse delle fibre.

Per lo stesso criterio bisognerà creare un angolo con un raggio di curvatura maggiore di 200 mm quando il cambio di direzione sia in corrispondenza di una zona depressa.

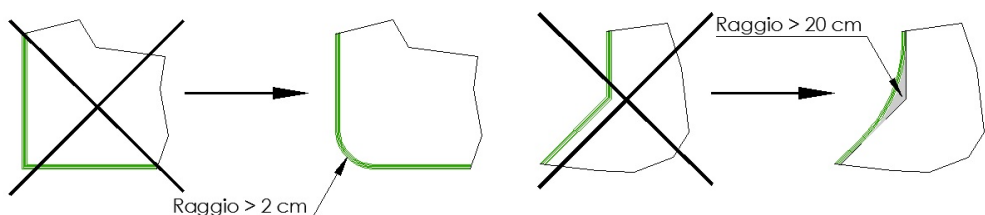


Fig. 29 - Corretta applicazione dei materiali compositi nei cambi di direzione



Fig. 30 – Applicazione FRCM in PBO per rinforzo a flessione di travetti in c.a.



Fig. 31 – Rinforzo a flessione taglio di trave in c.a. e a flessione di soletta in c.a. mediante materiali FRCM



Fig. 32 – Applicazione FRCM in PBO per rinforzo a flessione di trave in c.a.



Fig. 33 – Applicazione FRCM per rinforzo a taglio di trave in c.a.



Fig. 34 – Confinamento estremità travi e pilastro mediante FRCM



Fig. 35 – Confinamento pilastro mediante FRCM

4.2 I rinforzi FRM per le costruzioni in muratura

Le norme tecniche prevedono che si possa considerare l'effetto del rinforzo con materiali compositi su elementi in muratura per migliorare le seguenti prestazioni meccaniche:

- resistenza a taglio di pannelli murari nel piano
- resistenza a flessione di pannelli murari nel piano e fuori dal piano
- resistenza a compressione e deformazione ultima di colonne

Si premette che nel seguito si farà riferimento a disposizioni di rinforzo costituite da fasce discontinue verticali nel caso di incremento della resistenza a flessione nel piano e fuori dal piano, oppure da fasce discontinue verticali ed orizzontali (schema a traliccio) quando si interviene per aumentare la resistenza a taglio nel piano.

Per fasce si vuole intendere reti unidirezionali, vale a dire costituite da fibre disposte prevalentemente in una direzione, quella dell'ordito.

Pertanto nel seguito, a differenza dell'approccio illustrato nel DT 215, non si considera la disposizione continua di reti bidirezionali con fibre presenti in entrambe le direzioni su tutta la superficie delle pareti murarie e ciò per alcune ragioni.

Innanzitutto la disposizione continua rappresenta, dal punto di vista del calcolo, un caso particolare della disposizione con fasce discontinue, per cui qualora si voglia utilizzare tale configurazione di rinforzo allora si possono usare comunque le formule generali valide sempre.

Inoltre bisogna considerare che nella maggioranza dei casi non è necessario inserire il rinforzo su tutta la faccia del pannello, potendo raggiungere l'obiettivo del soddisfacimento delle verifiche già con fasce disposte in maniera discontinua ad un certo interasse compreso tra 2 e 4 volte la larghezza della fascia stessa di rinforzo.

Peraltro una disposizione dei rinforzi con fasce unidirezionali di larghezza 20-25 cm disposte a interasse di 2-3 volte la loro larghezza comporta nella maggior parte dei casi un incremento già prossimo al 50% della resistenza iniziale, condizione questa generalmente sufficiente a soddisfare le verifiche.

Se si considera poi che, secondo le norme tecniche, italiane quanto statunitensi, relative ai rinforzi con materiali compositi, FRP come FRCM, l'incremento massimo, escluso il caso delle verifiche sismiche, deve comunque essere non superiore al 50% della capacità resistente iniziale a prescindere dalle risultanze numeriche, allora si intuisce come, almeno nel caso di verifiche relative a soli carichi gravitazionali, sia inutile disporre il rinforzo su tutta la superficie del muro.

Inoltre bisogna tenere presente che il funzionamento dei materiali di rinforzo a base di fibre lunghe si basa proprio sulla continuità delle fibre resistenti a trazione.

In tal senso l'utilizzo di reti unidirezionali disposte in verticale ed in orizzontale tra loro distanziate da un certo interasse permette di ottenere la continuità delle fibre da un estremo all'altro della parete muraria, sia dalla testa al piede ed anche da un'estremità orizzontale a quella opposta del pannello.

Con lo schema che vede la disposizione di reti unidirezionali a traliccio, come nella figura seguente, si possono sfruttare in maniera razionale le risorse di resistenza a trazione delle fibre, senza necessità di ricorrere a sovrapposizioni e senza necessariamente dover coprire tutta la superficie della parete.

Si deve infatti osservare che la sovrapposizione, come anche per il caso delle barre in acciaio nel cemento armato, è soltanto un artificio per realizzare la continuità dell'armatura resistente a trazione, anche se nella realtà la continuità è fittizia in quanto si basa sull'aderenza tra i materiali in gioco.

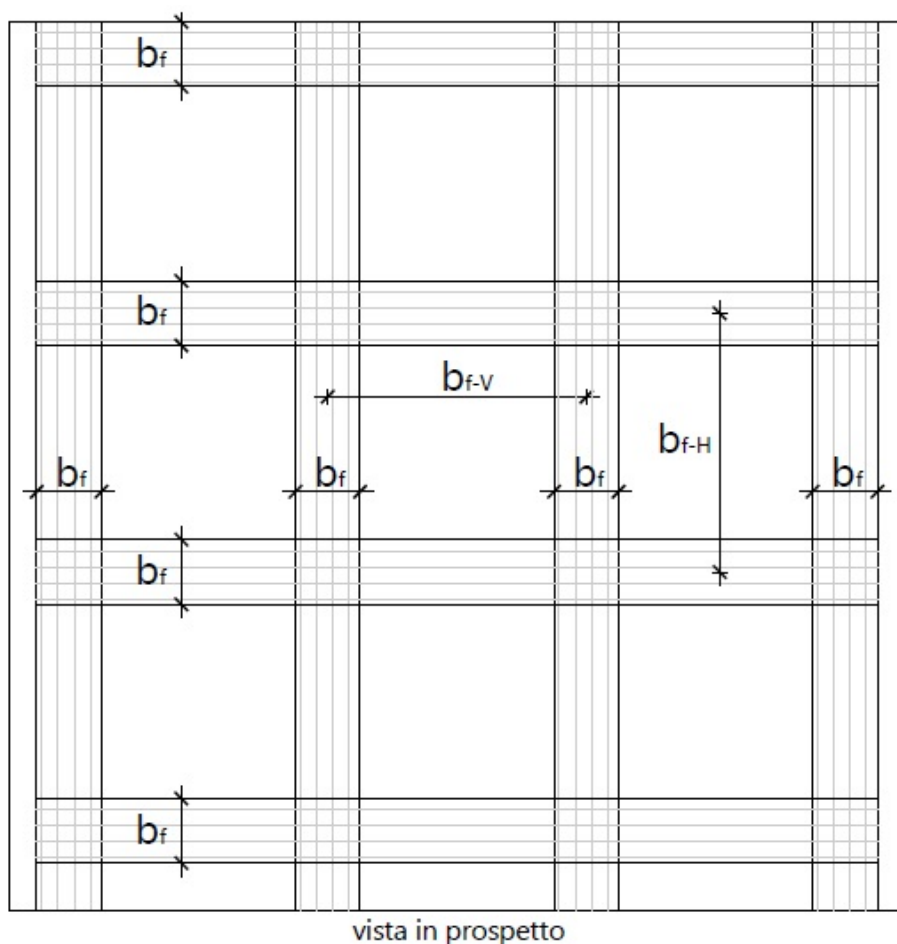


Fig. 36 – Schema a traliccio per la disposizione razionale di reti unidirezionali FRCM

Al contrario volendo utilizzare una disposizione continua, pur ricorrendo a reti bidirezionali, allora bisognerebbe comunque necessariamente prevedere sovrapposizioni in una delle due direzioni essendo le fasce di fibre di dimensioni massime pari a 2 m per ovvie ragioni pratiche.

L'immagine seguente può facilmente dare l'idea del fatto che, anche utilizzando reti bidirezionali con pari quantitativi di fibre nelle due direzioni verticale ed orizzontale, comunque almeno in una delle due direzioni risulterà necessario eseguire delle interruzioni con successiva ripresa per sovrapposizione.

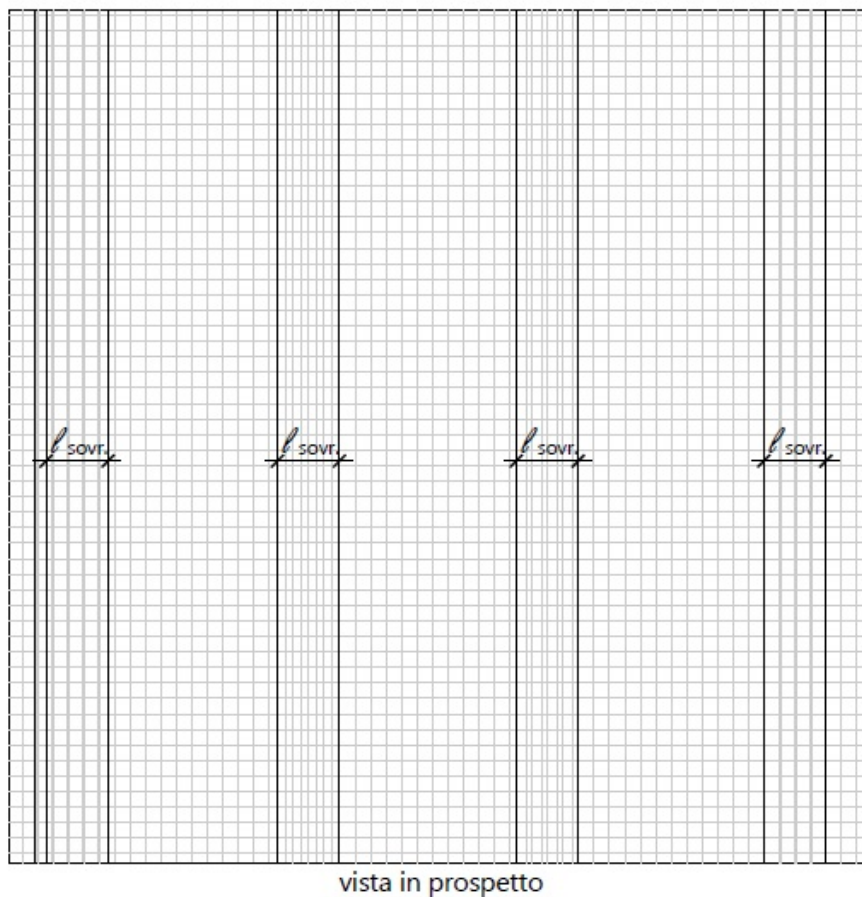


Fig. 37 – Schema continuo usando reti bidirezionali FRCM

Alle considerazioni precedenti va infine aggiunto un aspetto pratico legato al fatto che il vantaggio applicativo dei materiali compositi risiede proprio nella disposizione a traliccio con fasce discontinue potendo così rispettare le naturali sporgenze presenti nei pannelli murari attorno alle aperture, vantaggio quindi che si perderebbe con la disposizione continua a tutta parete.

Inoltre l'uso di reti bidirezionali di larghezza 200 cm risulta non particolarmente agevole nella movimentazione in cantiere e richiede particolari cautele per assicurare la buona messa in opera, al contrario delle fasce da 25 cm tipiche dello schema a traliccio.

È molto utile osservare che, nel caso degli interventi su muratura, le norme tecniche del DT 215, accanto alla strada consolidata del calcolo mediante le usuali formule della Tecnica delle Costruzioni, prevedono anche la possibilità di valutare il beneficio del rinforzo mediante coefficienti amplificativi.

È bene innanzitutto tener presente che l'approccio mediante coefficienti è consentito solo per valutare l'incremento di resistenza a taglio e comunque con la limitazione di potersi riferire soltanto a pannelli murari di spessore non superiore a 400 mm.

Ovviamente tale approccio potrebbe avere senso soltanto se il rinforzo venisse applicato su tutta la superficie in continuo e non con lo schema a traliccio, visto che è basato sul concetto di inspessimento del muro e non permette di differenziare il risultato al variare delle armature resistenti a trazione del FRCM.

Ma già che l'approccio dei coefficienti moltiplicativi sia limitato alla valutazione dell'incremento di resistenza a taglio e non a quello a presso-flessione, dovrebbe far riflettere sul fatto che possa costituire un valido metodo di predimensionamento, e non di calcolo vero e proprio, non potendo considerare in modo esplicito la presenza delle armature resistenti a trazione.

In effetti usare dei coefficienti tabellari, invece che le usuali formule della Tecnica delle Costruzioni, potrebbe contenere alcune insidie se non si eseguono approfondite valutazioni.

La prima considerazione da fare riguarda il fatto che i valori dei coefficienti amplificativi derivano da prove di laboratorio, peraltro generalmente su pannelli di spessore 250 mm, e che sarebbe opportuno testare l'effetto migliorativo di uno strato di malta di spessore sottile (tipicamente non superiore a 10 mm per gli FRCM) sulla tipologia muraria oggetto dello specifico intervento di rinforzo, essendo abbastanza difficile ricondurre a poche singole famiglie i tanti tipi di muratura riscontrabili nelle costruzioni esistenti.

Senza considerare che anche all'interno di una singola tipologia di muratura i parametri meccanici variano significativamente, e quindi, dovrebbe essere calibrato di conseguenza il coefficiente correttivo.

Ad esempio se ci si riferisce alla muratura di pietrame disordinato i valori orientativi di letteratura della resistenza a taglio in assenza di tensioni normali

(riportati dalla circolare n° 7/2019) variano da un minimo di 0,018 N/mm² ad un massimo di 0,032 N/mm², con una escursione notevole, e lo stesso accade per gli altri tipi di muratura. Pertanto sarebbe più coerente che anche il coefficiente amplificativo variasse all'interno della stessa tipologia e non fosse costante.

Se si aggiunge poi che quelli della circolare sono comunque soltanto valori orientativi, si dovrebbero di volta in volta eseguire prove specifiche per validare l'assunzione di un opportuno coefficiente speditivo.

Inoltre introdurre fasce di FRCM, di spessore non superiore a 10 mm, poste a distanza mediamente di circa 3-4 volte la larghezza, permette di non incidere in misura significativa sulla rigidezza del pannello murario sul quale si interviene.

Al contrario l'uso di strati di malta addossati su tutta la parete può comportare incrementi della rigidezza del pannello generalmente non trascurabili, tanto più quanto maggiore è lo spessore dello strato di malta.

È questo soprattutto il caso degli intonaci armati/CRM che sono realizzati con spessori non minori di 30 mm, più facilmente prossimi a 50 mm.

L'introduzione di una lastra di 30-50 mm sulle due facce di una parete può modificare sensibilmente la distribuzione delle forze sui muri della scatola resistente portando a rinforzare anche pannelli originariamente verificati per i quali non sarebbe necessario un rinforzo.

In definitiva nella pratica professionale l'introduzione di una lastra armata comporta spesso il dover inseguire iterativamente una configurazione di rinforzo aggiungendo maggiori zone di rinforzo, fino ad arrivare a distribuire in maniera uniforme la disposizione delle lastre su tutte le pareti del singolo piano dove si interviene.

Con la configurazione a traliccio (fasce discontinue) degli FRCM invece si ottiene la possibilità di valutare l'incremento della resistenza a taglio nel piano, e, questa volta, anche della resistenza a presso-flessione nelle due direzioni, alterando in maniera trascurabile la rigidezza della parete rinforzata.

L'unico caso nel quale potrebbe risultare più opportuno ricorrere a disposizioni continue invece che a fasce discontinue di FRCM riguarda costruzioni irregolari ed alte, laddove limitatamente ai piani bassi l'uso di intonaci armati/CRM, di spessore comunque consistente, può convenire nel caso

specifico di significative carenze dovute a sottodimensionamento dello spessore dei muri soggette ad elevate azioni di taglio.

4.2.1 Criteri di dimensionamento

Nel seguito si discutono i casi frequenti del rinforzo a presso-flessione nel piano e fuori dal piano e del rinforzo a tagli dei pannelli in muratura.

Si osserva che le formule per la presso-flessione fuori dal piano sono valide anche per verificare una sezione di volta in muratura rinforzata con materiali FRCM.

Riguardo al legame costitutivo della muratura il DT215 assume un comportamento elasto-plastico del tipo in figura seguente nel quale si trascura la resistenza a trazione della muratura e si considera un comportamento lineare fino alla resistenza di progetto f_{md} associato alla deformazione ε_{m0} , cui segue un tratto con tensione costante pari a f_{md} fino al raggiungimento delle deformazione ultima ε_{mu} .

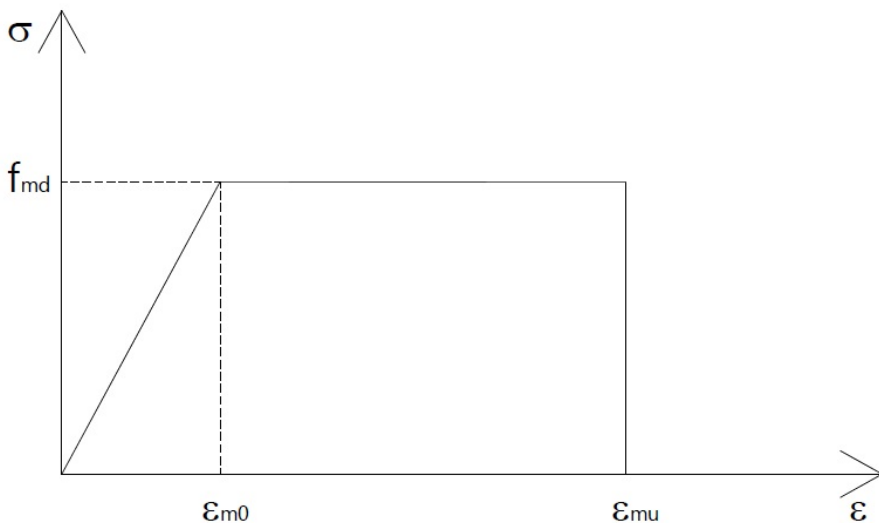


Fig. 38 – Legame costitutivo triangolo-rettangolo per la muratura

In alternativa al legame elasto-plastico, i suddetti documenti prevedono anche la possibilità di usare per la muratura un legame tipo stress-block considerando un andamento delle tensioni di compressione costante e pari a

$0,85 \cdot f_{md}$ per il tratto di estensione $(0,6 \div 0,8) \cdot x$, con x pari alla distanza dell'asse neutro dal lembo compresso.

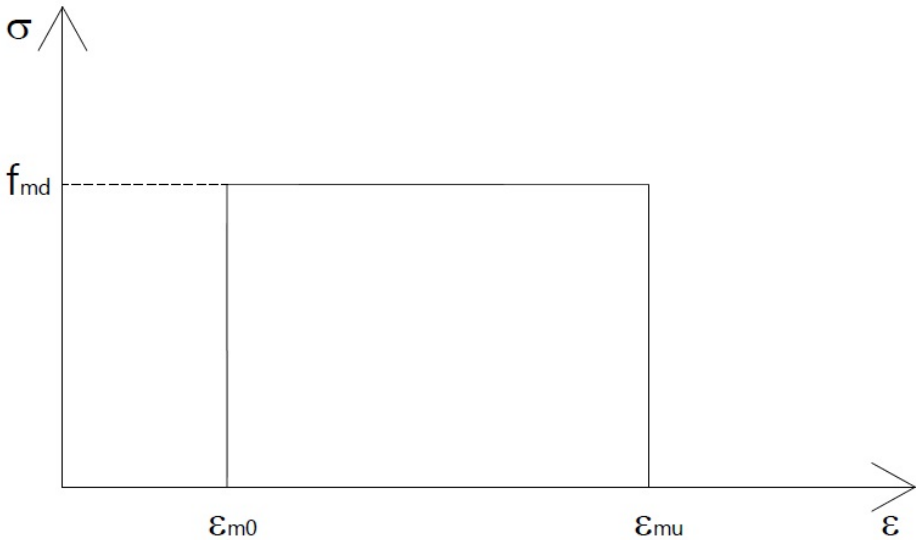


Fig. 39 – Legame costitutivo a rettangolo per la muratura

Nel seguito si farà riferimento al legame costitutivo elasto-plastico.

Intanto è utile fare alcune considerazioni sui parametri ϵ_{m0} ed ϵ_{mu} .

Le istruzioni del DT215 forniscono un'indicazione sul valore della deformazione ultima della muratura da poter assumere, in mancanza di dati sperimentali, pari a $\epsilon_{mu} = 0,0035$, in pratica uguale a quello assunto per convenzione a proposito della deformazione ultima del calcestruzzo, valore comunque in buon accordo con i dati sperimentali forniti da vari autori per le murature più comuni.

Invece riguardo al valore della deformazione della muratura corrispondente al termine del tratto elastico si deve tener presente che usando i valori di letteratura per murature esistenti forniti nella circolare n° 7/2019 il rapporto

$\epsilon_{m0} = \frac{f_m}{E_m}$ fornirebbe nella maggioranza dei casi valori compresi nel campo

$0,0015 \leq \epsilon_{m0} \leq 0,002$.

Valori di questa entità potrebbero sembrare anche molto elevati, soprattutto se si considera che le norme tecniche del D.M. 17.01.2018 per muratura nuova prevedono l'adozione del valore convenzionale $\varepsilon_{m0} = 0,001$.

In realtà i valori di letteratura ricavati sperimentalmente per il modulo elastico della muratura, nuove come esistenti, mostrano una dispersione dei valori molto ampia in virtù dei tanti parametri che influenzano il comportamento della muratura, tra i quali anche lo stato di compressione presente.

D'altra parte non è nemmeno pensabile di fare riferimento a prove sperimentali in sito con martinetti piatti per determinare il valore del modulo elastico, essendo difficile che sia rappresentativo dell'intera costruzione, cambiando le condizioni al contorno da parete a parete.

Per tali motivi è sempre utile eseguire i calcoli facendo variare il valore della deformazione ε_{m0} per capire quanto tale parametro possa influenzare l'esito delle verifiche, ed assumere di conseguenza scelte progettuali più o meno cautelative a seconda dei risultati dell'analisi di sensitività.

In genere, comunque, non cambia molto tra assumere per ε_{m0} un valore prossimo a 0,001 piuttosto che a 0,002.

Resistenza a presso-flessione nel piano di un pannello rinforzato

Per determinare la capacità resistente nei confronti dello stato di sollecitazione di presso-flessione si può ragionare, come indicato anche dal DT 215, come per il caso delle sezioni in cemento armato con la sola differenza che in questo caso è presente lo sforzo normale cui è soggetto il pannello murario da rinforzare.

Si individua quindi l'asse neutro dall'equazione di equilibrio alla traslazione verticale tenendo presente lo sforzo normale agente, e dopo si determina il momento resistente ultimo grazie all'equazione di equilibrio alla rotazione.

In entrambi i passaggi si considera la forza di trazione legata alla presenza dell'armatura di rinforzo aggiuntiva resistente a trazione.

Anche in questo caso si mantengono invariate le ipotesi di lavoro generali per la muratura:

- conservazione della sezione piana
- resistenza a trazione della muratura nulla
- comportamento monolitico del pannello murario

Ed a queste si aggiungono le seguenti condizioni:

- perfetta aderenza tra rinforzo fibroso e muratura
- comportamento delle fibre di rinforzo elastico lineare fino a rottura

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale per determinare l'asse neutro della sezione rinforzata si scrive quindi in generale questa volta:

$$R_c - R_t - N_{sd} = 0$$

La risultante delle tensioni di trazione nelle fibre di rinforzo e dello sforzo normale agente vale in generale:

$$R_t = R_{tf} + N_{sd} = \sigma_f \cdot A_f + N_{sd}$$

Dove $R_{tf} = \sigma_f \cdot A_f$ rappresenta la risultante delle tensioni di trazione nelle fibre di rinforzo che si assume concentrata nel baricentro delle fibre stesse.

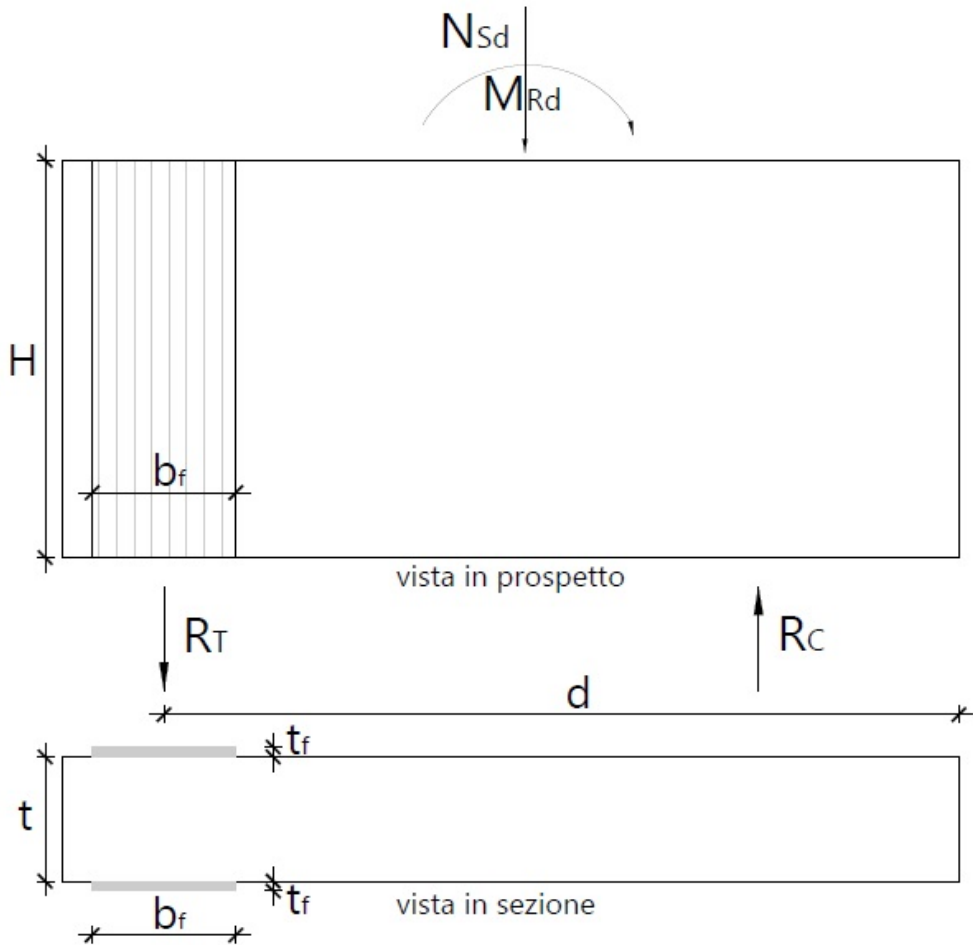


Fig. 40 – Schema del rinforzo del pannello in prospettiva ed in sezione

Crisi per schiacciamento della muratura

Se si suppone in primo tentativo che la rottura avvenga per schiacciamento della muratura allora in virtù della congruenza deve essere:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{d-x}{x}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$

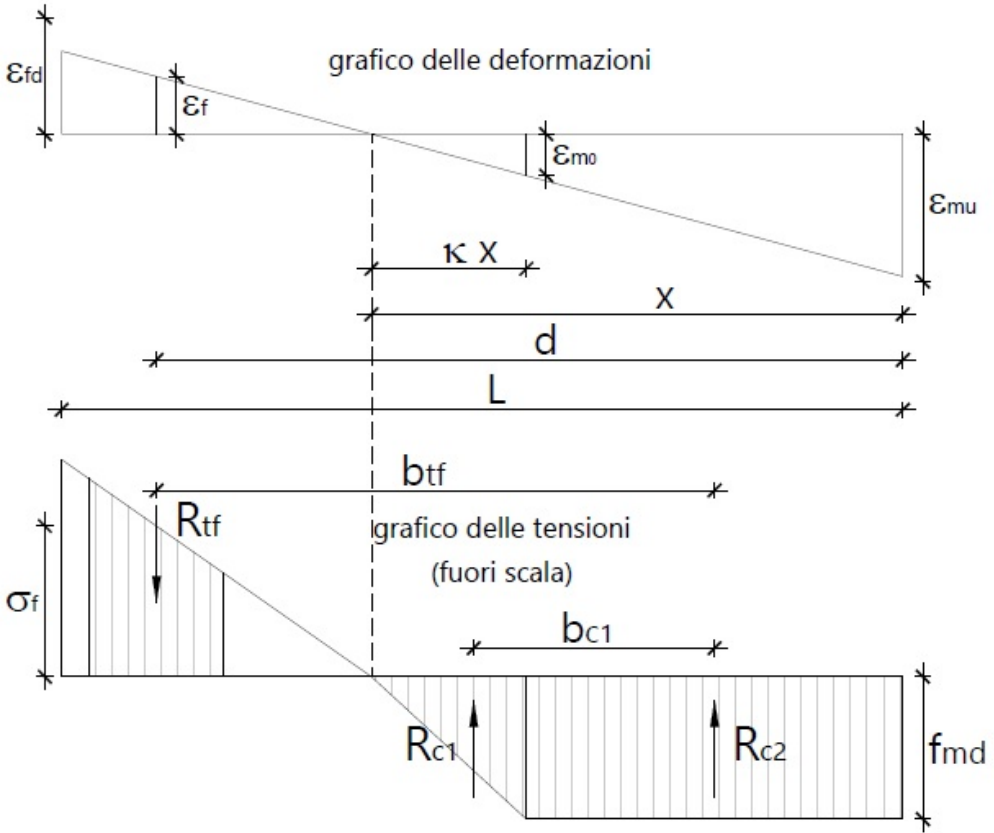


Fig. 41 – Andamento delle deformazioni e delle tensioni (crisi muratura)

La risultante delle tensioni di compressione nella muratura vale quindi:

$$R_c = f_{md} \cdot t \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{2 \cdot \varepsilon_{mu}} \right)$$

Pertanto l'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale fornisce:

$$f_{md} \cdot t \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{m0}}{2 \cdot \varepsilon_{mu}} \right) - \varepsilon_{mu} \cdot \frac{d-x}{x} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

avendo assunto che la forza di trazione delle fibre sia:

$$R_{yf} = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_f \cdot E_f \cdot A_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{d-x}{x} \cdot E_f \cdot A_f$$

e che la risultante delle forze di compressione R_{c1} nel tratto iniziale ad andamento crescente lineare vale:

$$R_{c1} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot x \cdot \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{mu}} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot x \cdot \kappa$$

Mentre la risultante delle forze di compressione R_{c2} nel secondo tratto ad andamento costante vale:

$$R_{c2} = f_{md} \cdot t \cdot x - f_{md} \cdot t \cdot \kappa \cdot x$$

avendo posto $\kappa = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{mu}}$.

In definitiva, con gli opportuni passaggi, si ottiene la soluzione dell'asse neutro nel caso di crisi della muratura compressa:

$$x = \frac{N_{sd} - \varepsilon_{mu} E_f A_f + \sqrt{(\varepsilon_{mu} E_f A_f - N_{sd})^2 + 2 f_{md} t \cdot (2\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{m0}) \cdot d E_f A_f}}{[(2\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{m0}) / \varepsilon_{mu}] \cdot f_{md} t}$$

Noto a questo punto il valore dell'asse neutro, si verifica la validità dell'assunzione iniziale secondo la quale la crisi della muratura preceda quella del rinforzo e quindi si controlla che risulti:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{d - x}{x} \leq \varepsilon_{fd}$$

Determinato l'asse neutro si può finalmente ricavare il momento resistente nel piano del pannello murario rinforzato attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto ad un polo qualsiasi.

Supponiamo ad esempio di scegliere come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura nel tratto tra ε_{m0} e ε_{mu} , allora il momento resistente nel piano della sezione muraria rinforzata è pari a:

$$M_{Rd} = R_f \cdot b_f - R_{c1} \cdot b_{c1}$$

Dove il braccio b_f della risultante delle forze di trazione nel rinforzo di fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione del tratto rettangolare è dato da:

$$b_{cf} = d - \frac{x - \kappa \cdot x}{2} = d - \frac{(1 - \kappa) \cdot x}{2}$$

Mentre il braccio b_{cl} della risultante delle forze di compressione nel tratto crescente in maniera lineare rispetto al baricentro delle tensioni di compressione del tratto rettangolare è dato da:

$$b_{cl} = \frac{x - \kappa \cdot x}{2} + \frac{\kappa \cdot x}{3} = \frac{(3 - \kappa)}{6} \cdot x$$

Crisi per delaminazione delle fibre di rinforzo

Nel caso in cui la deformazione delle fibre calcolata con l'ipotesi precedente di crisi nella muratura compressa risultasse superiore alla deformazione ultima di progetto, allora si ricade nel caso in cui la crisi avvenga in corrispondenza delle fibre di rinforzo.

Questa volta le equazioni di congruenza si scrivono:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- muratura termine tratto lineare $\varepsilon_{m0} = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{\bar{x}}{d - x}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d - x}$

Si ipotizza dapprima che la deformazione ultima della muratura sia compresa tra ε_{m0} e ε_{mu} , come generalmente accade.

Pertanto l'equazione che esprime la condizione di equilibrio alla traslazione verticale in tal caso si scrive:

$$\frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot \bar{\kappa} \cdot (d - x) + f_{md} \cdot t \cdot [x - \kappa \cdot (d - x)] - \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

avendo assunto che la forza di trazione delle fibre sia ora:

$$R_f = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f$$

e che la risultante delle forze di compressione R_{c1} nel tratto iniziale ad andamento crescente in modo lineare valga:

$$R_{c1} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot \bar{x} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}} \cdot (d - x) = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot t \cdot \bar{\kappa} \cdot (d - x)$$

Ed infine la risultante delle forze di compressione R_{c2} nel secondo tratto ad andamento costante sia:

$$R_{c2} = f_{md} \cdot t \cdot x - f_{md} \cdot t \cdot \bar{x} = f_{md} \cdot t \cdot (x - \bar{x}) = f_{md} \cdot t \cdot [x - \bar{\kappa} \cdot (d - x)]$$

avendo posto $\bar{\kappa} = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}}$,

ed inoltre $\bar{x} = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}} \cdot (d - x) = \bar{\kappa} \cdot (d - x)$

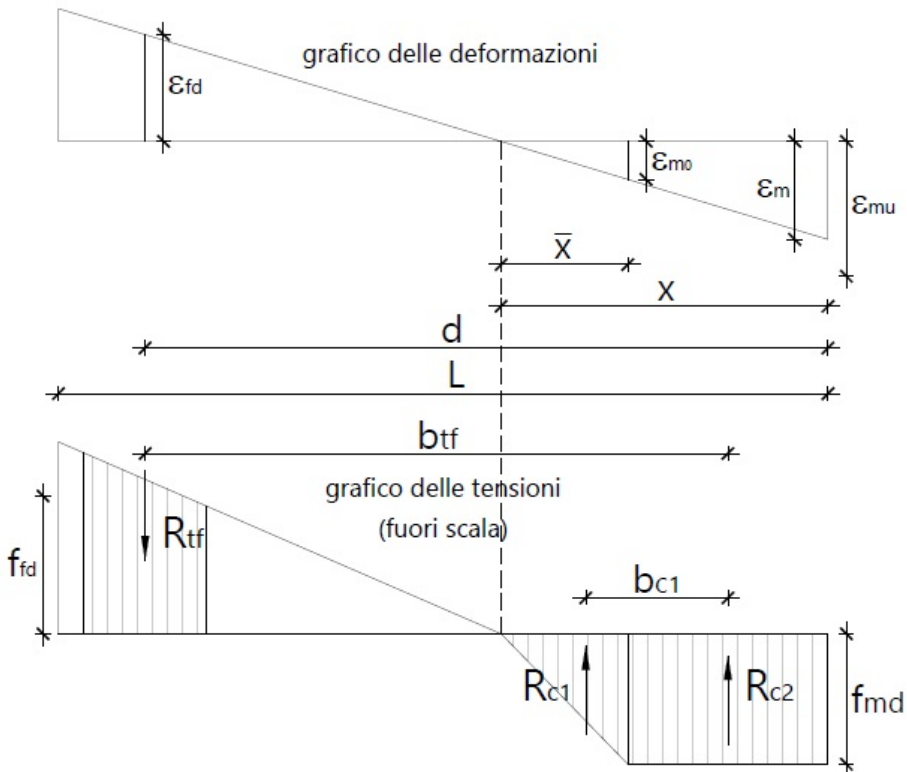


Fig. 42 – Andamento delle deformazioni e delle tensioni (crisi rinforzo e $\varepsilon_{mu} > \varepsilon_{m0}$)

Risulta quindi possibile determinare la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso mediante l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$x = \frac{f_{md} \cdot t \cdot \frac{1}{2} \cdot \bar{\kappa} \cdot d + \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f + N_{sd}}{f_{md} \cdot t \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \bar{\kappa}\right)}$$

Nota l'asse neutro si ricava il valore del momento resistente nel piano del pannello murario rinforzato ancora con una equazione di equilibrio alla rotazione.

Scegliendo sempre come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura nel tratto costante, il momento resistente nel piano diviene:

$$M_{Rd} = R_{tf} \cdot b_{tf} - R_{c1} \cdot b_{c1}$$

Dove il braccio b_{tf} del baricentro delle fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione si ottiene dalla seguente espressione:

$$b_{tf} = d - \frac{x - \bar{x}}{2} = d - \frac{x \cdot (1 - \kappa)}{2}$$

Mentre il braccio b_{c1} della risultante delle forze di compressione nel primo tratto in maniera lineare rispetto al baricentro delle tensioni di compressione del tratto rettangolare risulta:

$$b_{c1} = \frac{x - \bar{x}}{2} + \frac{\bar{x}}{3} = \frac{(3 \cdot x - \bar{x})}{6}$$

Naturalmente dovrà risultare soddisfatta la condizione:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{m0} \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu}$$

con appunto $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d - x}$

Nel caso in cui la precedente disuguaglianza non risultasse soddisfatta perché $\varepsilon_m \leq \varepsilon_{m0}$, allora le equazioni di congruenza evidentemente sono:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d-x}$

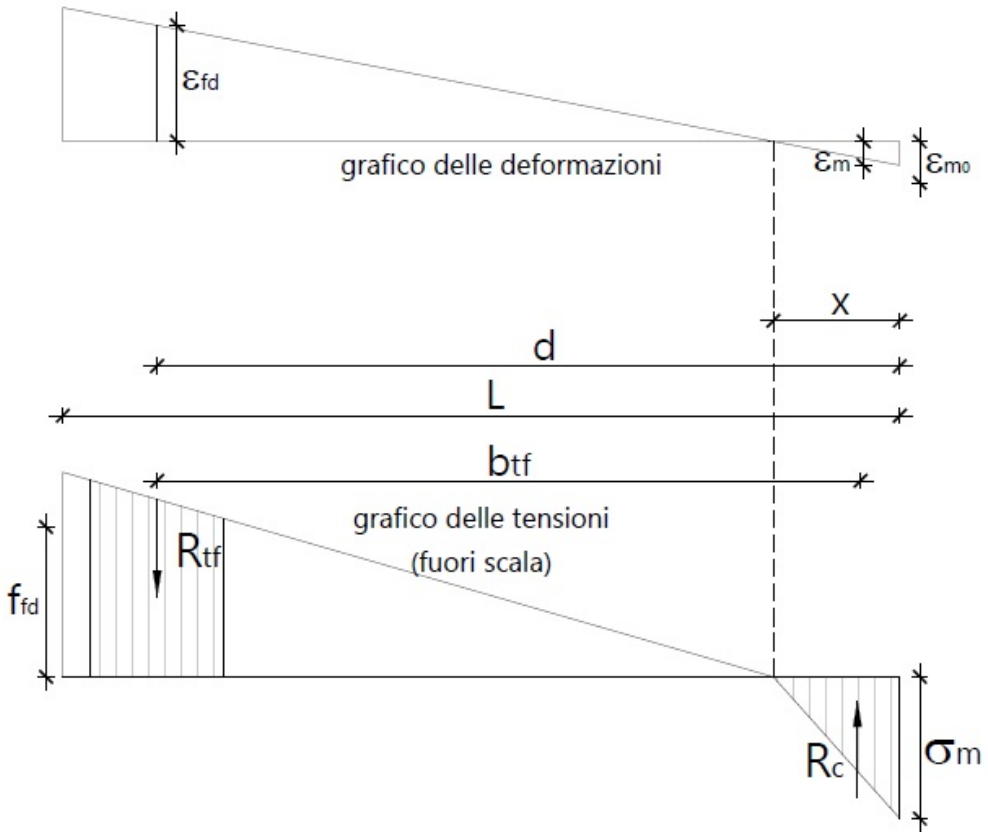


Fig. 43 – Andamento delle deformazioni e delle tensioni (crisi rinforzo e $\varepsilon_{mu} < \varepsilon_{m0}$)

L'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale diventa allora:

$$\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d-x} \cdot E_m \cdot t \cdot x - \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

dove la forza di trazione delle fibre vale sempre:

$$R_{yf} = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f$$

mentre la risultante delle forze di compressione R_c questa volta presenta soltanto il tratto con andamento lineare che si stima mediante:

$$R_c = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_m \cdot E_m \cdot t \cdot x = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d-x} \cdot E_m \cdot t \cdot x$$

La soluzione dell'equazione precedente che individua l'asse neutro è:

$$x = \frac{-\varepsilon_{fd} E_f A_f - N_{sd} + \sqrt{(\varepsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd})^2 + 2 \cdot \varepsilon_{fd} E_m t d \cdot (\varepsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd})}}{\varepsilon_{fd} \cdot E_m \cdot t}$$

Dall'asse neutro si procede quindi a determinare il momento resistente nel piano del pannello murario rinforzato facendo l'equilibrio alla rotazione delle forze resistenti.

Assumendo come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura, il momento resistente nel piano diviene:

$$M_{Rd} = R_{yf} \cdot b_{yf}$$

Dove il braccio b_{yf} del baricentro delle fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione si ottiene dalla seguente espressione:

$$b_{yf} = d - \frac{1}{3} \cdot x$$

Infine, avendo proceduto iterativamente, dovrà risultare necessariamente soddisfatta la condizione:

$$\varepsilon_m = 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{m0}$$

dove $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d-x}$.

Resistenza a presso-flessione fuori dal piano di un pannello rinforzato

Nel caso si renda necessario rinforzare una parete muraria nei confronti della pressoflessione fuori dal piano è possibile adottare lo stesso approccio del caso precedente, anche se il DT 215 suggerisce un altro approccio.

Seguendo il metodo illustrato nel caso della resistenza a presso-flessione nel piano valgono le stesse considerazioni generali cambiando le formule per come segue.

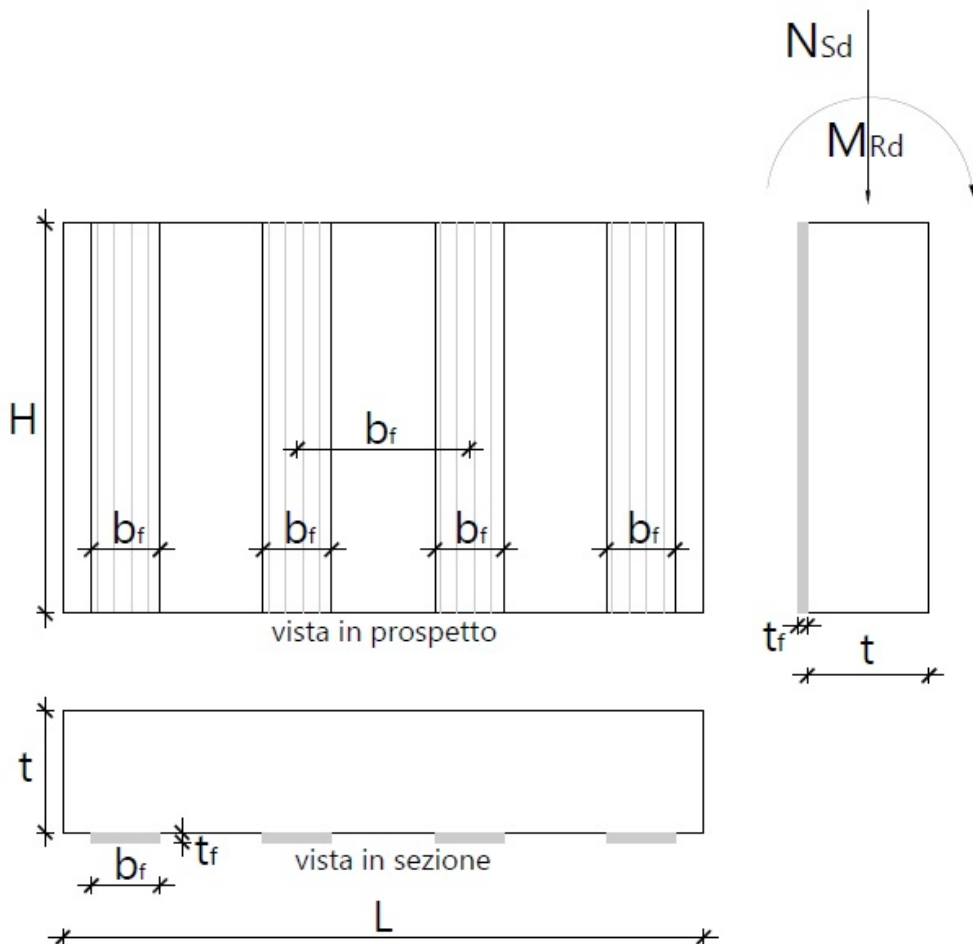


Fig. 44 – Schema del rinforzo del pannello in prospettiva ed in sezione

Crisi per schiacciamento della muratura

Ipotizzando in prima battuta che la crisi sopraggiunga per schiacciamento della muratura allora le equazioni della congruenza sono:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{t-x}{x}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$

La risultante delle tensioni di compressione nella muratura vale quindi:

$$R_c = f_{md} \cdot L \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{2 \cdot \varepsilon_{mu}} \right)$$

L'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale si scrive:

$$f_{md} \cdot L \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{m0}}{2 \cdot \varepsilon_{mu}} \right) - \varepsilon_{mu} \cdot \frac{t-x}{x} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

avendo assunto che la forza di trazione delle fibre sia:

$$R_{yf} = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_f \cdot E_f \cdot A_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{t-x}{x} \cdot E_f \cdot A_f$$

e che la risultante delle forze di compressione R_{c1} nel tratto iniziale ad andamento crescente lineare vale:

$$R_{c1} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot L \cdot x \cdot \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{mu}}$$

Mentre la risultante delle forze di compressione R_{c2} nel secondo tratto ad andamento costante vale:

$$R_{c2} = f_{md} \cdot L \cdot x - f_{md} \cdot L \cdot \kappa \cdot x$$

avendo posto $\kappa = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{mu}}$.

Svolgendo i passaggi si ottiene la soluzione dell'asse neutro nel caso di crisi della muratura:

$$x = \frac{N_{sd} - \varepsilon_{mu} E_f A_f + \sqrt{(\varepsilon_{mu} E_f A_f - N_{sd})^2 + 2 f_{md} L \cdot (2\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{m0}) \cdot t E_f A_f}}{[(2\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{m0}) / \varepsilon_{mu}] \cdot f_{md} L}$$

Si esegue il controllo della validità dell'assunzione iniziale per la quale la crisi della muratura anticipa quella del rinforzo per cui dovrà essere:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{mu} \cdot \frac{t - x}{x} \leq \varepsilon_{fd}$$

Individuata la posizione dell'asse neutro si passa a ricavare il momento resistente fuori dal piano del pannello murario rinforzato mediante l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto ad un polo qualsiasi.

Se si adotta come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura nel tratto tra ε_{m0} e ε_{mu} , allora il momento resistente fuori dal piano si valuta:

$$M_{Rd} = R_f \cdot b_f - R_{c1} \cdot b_{c1}$$

Dove il braccio b_f del baricentro delle fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione si valuta con la seguente espressione:

$$b_f = t - \frac{x - \kappa \cdot x}{2} = t - \frac{x \cdot (1 - \kappa)}{2}$$

Ed il braccio b_{c1} della risultante delle forze di compressione nel tratto crescente in maniera lineare rispetto al baricentro delle tensioni di compressione del tratto rettangolare tra ε_{m0} e ε_{mu} è dato invece da:

$$b_{c1} = \frac{x - \kappa \cdot x}{2} + \frac{\kappa \cdot x}{3} = \frac{(3 - \kappa)}{6} \cdot x$$

Crisi per delaminazione delle fibre di rinforzo

Se la deformazione delle fibre calcolata con l'ipotesi precedente di crisi nella muratura compressa risultasse superiore alla deformazione ultima di progetto, allora vuol dire che la crisi avviene per delaminazione delle fibre di rinforzo.

In questo caso le equazioni di congruenza si scrivono:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- muratura termine tratto lineare $\varepsilon_{m0} = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{\bar{x}}{t-x}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{t-x}$

Si ipotizza inizialmente che la deformazione ultima della muratura sia compresa tra ε_{m0} e ε_{mu} .

L'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale è:

$$\frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot L \cdot \bar{\kappa} \cdot (t-x) + f_{md} \cdot L \cdot [x - \kappa \cdot (t-x)] - \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

dove la forza di trazione delle fibre di rinforzo è:

$$R_{tf} = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f$$

la risultante delle forze di compressione R_{c1} nel tratto iniziale ad andamento crescente in modo lineare vale:

$$R_{c1} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot L \cdot \bar{x} = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot L \cdot \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}} \cdot (t-x) = \frac{1}{2} \cdot f_{md} \cdot L \cdot \bar{\kappa} \cdot (t-x)$$

Ed infine la risultante delle forze di compressione R_{c2} nel secondo tratto ad andamento costante è:

$$R_{c2} = f_{md} \cdot L \cdot x - f_{md} \cdot L \cdot \bar{x} = f_{md} \cdot L \cdot (x - \bar{x}) = f_{md} \cdot L \cdot [x - \bar{\kappa} \cdot (t-x)]$$

avendo posto $\bar{\kappa} = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}}$,

ed inoltre $\bar{x} = \frac{\varepsilon_{m0}}{\varepsilon_{fd}} \cdot (t-x) = \bar{\kappa} \cdot (t-x)$

Si passa quindi a determinare la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso mediante l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale:

$$x = \frac{f_{md} \cdot L \cdot \frac{1}{2} \cdot \bar{\kappa} \cdot t + \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f + N_{sd}}{f_{md} \cdot L \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \bar{\kappa}\right)}$$

Ricavato l'asse neutro si calcola il valore del momento resistente nel piano del pannello murario rinforzato ancora con una equazione di equilibrio alla rotazione.

Utilizzando come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura nel tratto costante tra ε_{m0} e ε_{mu} , il momento resistente nel piano è dato da:

$$M_{Rd} = R_{yf} \cdot b_{yf} - R_{c1} \cdot b_{c1}$$

Nella precedente espressione il braccio b_{yf} del baricentro delle fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione si ottiene con:

$$b_{yf} = t - \frac{x - \bar{x}}{2} = t - \frac{x \cdot (1 - \kappa)}{2}$$

Il braccio b_{c1} della risultante delle forze di compressione nel primo tratto in maniera lineare rispetto al baricentro delle tensioni di compressione del tratto rettangolare risulta:

$$b_{c1} = \frac{x - \bar{x}}{2} + \frac{\bar{x}}{3} = \frac{(3 \cdot x - \bar{x})}{6}$$

Per confermare l'assunzione di partenza dovrà risultare soddisfatta la condizione:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{m0} \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mu}$$

con appunto $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{d - x}$

Nel caso in cui la precedente disuguaglianza non fosse soddisfatta perché $\varepsilon_m \leq \varepsilon_{m0}$, allora si procede come segue.

Si assume che le equazioni di congruenza evidentemente siano:

- rinforzo fibroso $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$
- muratura lembo compresso $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{t-x}$

L'equazione dell'equilibrio alla traslazione verticale diventa allora:

$$\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{t-x} \cdot E_m \cdot L \cdot x - \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f - N_{sd} = 0$$

dove la forza di trazione delle fibre vale sempre:

$$R_f = \sigma_f \cdot A_f = \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f$$

mentre la risultante delle forze di compressione R_c questa volta presenta soltanto il tratto con andamento lineare che si stima mediante:

$$R_c = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_m \cdot E_m \cdot L \cdot x = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{t-x} \cdot E_m \cdot L \cdot x$$

La soluzione dell'equazione precedente che individua l'asse neutro è:

$$x = \frac{-\varepsilon_{fd} E_f A_f - N_{sd} + \sqrt{(\varepsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd})^2 + 2 \cdot \varepsilon_{fd} E_m L t \cdot (\varepsilon_{fd} E_f A_f + N_{sd})}}{\varepsilon_{fd} \cdot E_m \cdot L}$$

Dall'asse neutro si procede quindi a determinare il momento resistente nel piano del pannello murario rinforzato facendo l'equilibrio alla rotazione delle forze resistenti. Assumendo come polo di rotazione il baricentro delle tensioni di compressione nella muratura, il momento resistente nel piano diviene:

$$M_{Rd} = R_f \cdot b_f$$

Dove il braccio b_f del baricentro delle fibre rispetto al baricentro delle tensioni di compressione si ottiene dalla seguente espressione:

$$b_f = t - \frac{1}{3} \cdot x$$

Infine, avendo proceduto iterativamente, dovrà risultare necessariamente soddisfatta la condizione:

$$\varepsilon_m = 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{m0}$$

dove $\varepsilon_m = \varepsilon_{fd} \cdot \frac{x}{t - x}$.

Resistenza a taglio nel piano di un pannello rinforzato

La resistenza a taglio di un pannello murario non rinforzato V_{Rdm} si calcola usualmente facendo riferimento alla resistenza a taglio per attrito della muratura e, supponendo la sezione muraria interamente compressa, secondo le norme italiane si valuta mediante la formula:

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

Nella quale f_{vd} rappresenta la resistenza a taglio di calcolo della muratura che per nuove costruzioni si calcola mediante la seguente espressione:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n}{\gamma_M}$$

Ed ancora:

- f_{vk0} = resistenza a taglio della muratura in assenza di sforzi normali;
- $\sigma_n = \frac{N_{Sd}}{t \cdot L}$ = tensione normale media della muratura dovuta ai carichi verticali;
- γ_M = coefficiente del materiale da applicare al valore caratteristico.

Se il pannello murario è sottoposto a sollecitazioni tanto elevate da comportare la parzializzazione della sezione stessa allora la resistenza a taglio della parete si calcola facendo riferimento soltanto alla zona compressa della sezione e vale quindi:

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

con x pari all'ampiezza della zona compressa, ricavabile attraverso il procedimento visto per il caso della presso-flessione nel piano.

In tal caso, quando cioè la sezione risulti parzializzata, è possibile ricorrere ai materiali compositi resistenti a trazione per incrementare la resistenza a taglio del pannello murario.

Anche in questo caso l'approccio che si presenta differisce da quello del DT 215 in quanto utile illustrare il metodo coerente con il funzionamento a traliccio del pannello rinforzato con fasce di rinforzi FRCM nelle due direzioni verticale ed orizzontale.

Le armature fibrose aggiuntive dovranno quindi essere disposte sia in verticale che in orizzontale in maniera tale da garantire un funzionamento a traliccio del pannello murario che si oppone alla sollecitazione di taglio.

La resistenza a taglio del pannello rinforzato è quindi associata al valore più basso tra i due meccanismi resistenti nel traliccio, quello per trazione e quello per compressione:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,f} + V_{Rd,m}, V_{Rd,max} \}$$

dove appunto:

- $V_{Rd,f} + V_{Rd,m}$ = meccanismo resistente a taglio per trazione presente nel traliccio in direzione orizzontale
- $V_{Rd,max}$ = meccanismo resistente a taglio per compressione presente nel traliccio in direzione diagonale

Il meccanismo resistente a taglio per trazione è dato dalla somma del contributo dovuto al rinforzo $V_{Rd,f}$ e da quello della muratura $V_{Rd,m}$.

Il primo fattore si valuta facendo riferimento alle fibre disposte nel senso orizzontale mediante l'equazione:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,6 \cdot d \cdot (\varepsilon_{fd} \cdot E_f) \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

Il significato dei termini della formula precedente è:

- γ_{Rd} = coefficiente riduttivo legato al meccanismo del taglio = 2,00;
- d = altezza utile della sezione muraria (distanza tra baricentro delle fibre tese e lembo compresso);
- ε_{fd} = deformazione di calcolo delle fibre del rinforzo;
- E_f = modulo elastico delle fibre del rinforzo;
- t_f = spessore equivalente delle fibre del rinforzo;
- b_f = larghezza del rinforzo;
- p_f = interasse tra i tessuti di rinforzo.

Il secondo termine si valuta con la formula già vista:

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

con l'unica differenza che nel caso di costruzioni esistenti i valori di calcolo delle proprietà meccaniche devono essere assunti pari a quelli medi divisi per il fattore di confidenza connesso al livello di conoscenza raggiunto nella campagna diagnostica.

E quindi il valore della resistenza a taglio si esprime nella seguente forma:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm}}{F.C.} = \frac{f_{vm0} + 0,4 \cdot \sigma_n}{F.C.}$$

La capacità del meccanismo resistente a taglio per compressione si valuta invece, secondo il citato DT 215, con la formula:

$$V_{Rd,max} = 0,25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d$$

nella quale:

- f_{md} = resistenza a compressione di progetto della muratura;
- t = spessore del pannello murario;

- d = altezza utile della sezione muraria (distanza tra baricentro delle fibre tese e lembo compresso).

Dovendo osservare che anche per la resistenza a compressione della muratura si assume il valore medio risultante dalle indagini ridotto del fattore di confidenza.

Come si vede nei calcoli non entra direttamente in gioco la quantità di armatura fibrosa di rinforzo disposta nel senso verticale, la quale però risulta necessaria per attivare il funzionamento a traliccio del sistema strutturale costituito dal pannello murario insieme al rinforzo fibroso.

Confinamento di una colonna mediante materiali FRCM

L'effetto del rinforzo di colonne in muratura mediante materiali FRCM avvolti intorno si valuta secondo lo stesso approccio visto per pilastri in calcestruzzo armato.

La resistenza a compressione della muratura confinata con FRCM si calcola quindi con la seguente espressione:

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

dove:

- f_{md} = valore di progetto della resistenza a compressione della muratura non confinata
- $f_{l,eff}$ = pressione efficace di confinamento

Riguardo al valore di k' esso si ricava sperimentalmente su provini di muratura della stessa tipologia di quella da rinforzare oppure si può utilizzare la formula:

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

dove:

- g_m = densità di massa della muratura in kg/mc
- α_2, α_3 = coefficienti pari a 1,0 in assenza di dati empirici

La pressione efficace di confinamento si esprime mediante:

$$f_{l,eff} = k_H \cdot f_l$$

essendo:

- k_H = coefficiente di efficienza orizzontale
- f_l = pressione di confinamento

Il coefficiente k_H vale 1 per sezioni circolari, mentre per sezioni rettangolari si valuta con la seguente formula:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot b \cdot h}$$

dove:

- $b' = b - 2 \cdot r_c$
- $h' = h - 2 \cdot r_c$
- r_c = raggio di curvatura ottenuto dall'arrotondamento degli spigoli della sezione rettangolare

Riguardo invece alla pressione di confinamento laterale, si ricorre alla formula che segue:

$$f_l = \frac{2 \cdot n_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ud,rid}}{D}$$

con:

- n_f = numero di strati di FRCM di rinforzo

- $\varepsilon_{ud,rid} = \min\left(k_{mat} \cdot \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{uf}}{\gamma_m}; 0,004\right)$
- $k_{mat} = \alpha_4 \cdot \left(\rho_{mat} \cdot \frac{f_{c,mat}}{f_{md}}\right)^2 \leq 1$
- $\alpha_4 = 1,81$
- $\rho_{mat} = \frac{4 \cdot t_{mat}}{D}$
- $f_{c,mat}$ = resistenza a compressione della matrice
- t_{mat} = spessore del rinforzo FRCCM (al lordo della matrice inorganica)
- D = diametro sezione circolare oppure diagonale sezione rettangolare

La resistenza a compressione della colonna muraria confinata mediante FRCCM vale pertanto:

$$N_{R,d} = A_m \cdot f_{mcd}$$

4.2.2 Fasi esecutive dell'intervento di rinforzo

Valgono le medesime considerazioni già espresse per le applicazioni sul cemento armato, con l'avvertenza che nel caso di interventi su muratura bisogna valutare attentamente la condizione iniziale del pannello murario a prescindere dal rinforzo.

Infatti lo schema di funzionamento a pannelli di una costruzione muraria presuppone un perfetto comportamento monolitico dei singoli pannelli.

Per questo motivo a seconda delle condizioni iniziali in cui si trova la muratura conviene in genere prevedere un preliminare intervento di ristilatura dei giunti di malta rimuovendo più o meno in profondità lo strato più esterno, solitamente carbonatato, e quindi meno consistente, per almeno 2-3 cm.

Questa operazione di bonifica equivale alla prassi consolidata per gli elementi in calcestruzzo della ricostruzione dello strato copriferro.

Le immagini che seguono riflettono prove a compressione diagonale eseguite in conformità alla norma ASTM E 519-02 su un pannello murario non ristilato e poi su un pannello ristilato usando malta pozzolanica di elevate proprietà meccaniche.



Fig. 45 – Mappa dell'andamento delle lesioni a fine prova su pannello non ristilato

È bene osservare che, al di là del fatto ovvio che i valori di resistenza sono risultati maggiori per il pannello ristilato, mentre nel caso del pannello non ristilato la crisi si è manifestata con presenza di fessure in più direzioni, anche tra loro opposte, invece per il pannello ristilato la crisi si è formata con lesioni dirette principalmente nella direzione della forza di compressione denunciando di fatto un miglior comportamento monolitico.



Fig. 46 – Mappa dell'andamento delle lesioni a fine prova su pannello ristilato

Nella immagine della figura seguente è rappresentata la configurazione di rinforzo a traliccio con fasce di reti in PBO disposte in verticale ed in orizzontale secondo le quantità risultanti dal dimensionamento del rinforzo.

In particolare la foto si riferisce alla fase di completamento dell'intervento di rinforzo mediante la stesura del secondo strato di malta sulle reti fibrose.

L'intervento è stato realizzato su entrambe le facce con la medesima geometria di rinforzo.



Fig. 47 – Posa in opera della seconda mano di malta sulla rete fibrosa d'armatura



Fig. 48 – Rinforzo ponte ad arco in muratura con FRCM



Fig. 49 – Rinforzo di una struttura ad arco con FRCM

5. CONCLUSIONI

I lineamenti essenziali delle moderne tecniche di rinforzo esterno con materiali compositi FRCM, come FRP, possono essere considerati come la naturale e graduale evoluzione dei primi tentativi di accoppiare un materiale sottile ad un elemento strutturale esistente per incrementarne le prestazioni meccaniche, senza, allo stesso tempo, alterare il funzionamento generale dell'intera costruzione.

Pertanto il dimensionamento di qualsiasi tipo di rinforzo esterno dovrebbe sempre fondarsi sulle formule della Tecnica delle Costruzioni, e la sua messa in opera attenersi alle regole dell'arte proprie del cantiere, naturale luogo di sperimentazione per tecnici e maestranze.

Le stesse ipotesi di base delle formule matematiche per il calcolo di una sezione rinforzata con un materiale composito, valide sia per FRCM che per FRP, rappresentano del resto un utile richiamo a prescrivere gli accorgimenti tecnici necessari ad assicurare il buon comportamento in opera del rinforzo, facendo comprendere come calcolo e cantiere siano fasi intrecciate di un unico pensiero progettuale.

In tal senso, ad esempio, l'aderenza tra il rinforzo e la costruzione esistente, sia essa in cemento armato che in muratura, è prima di tutto un requisito che deve essere garantito mediante la fase preliminare alla messa in opera del rinforzo, e poi un'ipotesi in sede di calcolo.

Così come per la muratura, prima di pensare di applicare un rinforzo esterno, risulta fondamentale assicurare dapprima un comportamento monolitico dei pannelli, aspetto non proprio scontato per murature storiche.

L'uso delle leggi della Tecnica delle Costruzioni comporta infine la possibilità di controllare il dimensionamento del rinforzo riconducendolo nell'ambito dei criteri di sicurezza tipici dell'approccio del metodo degli stati limite.

Viceversa, un approccio basato soltanto su coefficienti amplificativi in luogo di formule analitiche, al di là delle forti limitazioni già esplicitate nelle stesse normative di cui si è accennato, semplifica eccessivamente la questione progettuale allontanando il progettista dalle necessarie considerazioni di contorno sulle quali dovrebbe essere basata la scelta dell'intervento.

Nel testo sono stati quindi ripresi i concetti già noti che hanno portato inizialmente alla nascita del betón plaqué, seguito dall'avvento dei materiali FRP, per poi arrivare al concepimento dei materiali FRCM: per questi ultimi sono state quindi riassunte le formule di calcolo dei rinforzi per i casi più comuni relativi agli interventi sul cemento armato e sulla muratura.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Esquillan M., “*Réparation d'ouvrages en béton armé partiellement détruits*”, Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Circulaire Série F, n° 28, 5 Août 1946)
- Lossier H., “*La pathologie du béton armé*”, Ed. Dunod, Paris, 1952
- “*Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*”, Eurocodice 8, 2005
- Bencardino F., Rizzuti L., “*Riabilitazione/Rinforzo di elementi in calcestruzzo armato mediante l'uso di FRP*”, Aracne, 2006
- Focacci F., “*Rinforzo delle murature con materiali compositi*”, Dario Flaccovio Editore, 2008
- CSLLPP “*Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*”, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2015, Roma
- CNR-DT 200/2013 “*Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati*”, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma
- CNR-DT 212/2013 “*Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti*”, Roma
- “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, D.M. 17.01.2018, Roma
- CNR-DT 215/2018 “*Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica*”, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma
- CSLLPP “*Linea guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti*”, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2019, Roma
- Augenti N., Parisi F., “*Teoria e tecnica delle strutture in muratura – Analisi e progettazione*”, Hoepli, 2019

L'intento del testo è quello di fornire un contributo alla divulgazione dello stato dell'arte relativo all'uso dei materiali FRCM per il rinforzo esterno di strutture esistenti in cemento armato ed in muratura.

Tali materiali si sono diffusi sempre di più negli ultimi due decenni grazie alle caratteristiche analoghe a quelle dei tradizionali materiali da costruzione, essendo costituiti da matrici idrauliche a base cemento, armate con fibre lunghe di elevata resistenza a trazione.

Il testo si propone anche il fine di offrire un richiamo sintetico, non esaustivo, dei criteri sottesi ad un intervento su una costruzione esistente che si differenzia in misura sostanziale dal progetto di una nuova costruzione.

Un'attenta fase di diagnosi, che non può mai esaurirsi in sole prove sulle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti, ma deve coinvolgere aspetti concettuali della costruzione, rappresenta infatti la condizione migliore per poter scegliere il sistema di rinforzo più appropriato.

La nuova realtà RUREGOLD

Ruregold è entrata a far parte del Gruppo Laterlite a Marzo 2019 e rappresenta la quarta realtà affiancando l'importante marchio Leca, la società LecaSistemi e la collegata Gras Calce.

Grazie al rilevante know-how acquisito in molti anni di ricerca e sviluppo Ruregold si conferma società leader nei sistemi di rinforzo strutturale per calcestruzzo e murature, con particolare focalizzazione nelle innovative soluzioni FRM con fibre di PBO e carbonio, rinforzi diffusi, microcalcestruzzi fibrorinforzati e sistemi certificati antisfondellamento dei solai.

Il Gruppo Laterlite, con l'acquisizione di Ruregold, conferma la propria vocazione di primario partner per il mondo della distribuzione edile, costruzione e progettazione con soluzioni tecniche di alto livello e sostenibili.





RUREGOLD
INNOVATION & SAFETY FOR BUILDING

Ruregold S.r.l.

Piazza Centro Commerciale, 43 | 20090 San Felice di Segrate (MI)

Tel. +39 0283590006 | Fax. +39 0283590007

info@ruregold.it | www.ruregold.it