

# SECONDA CONVENTION ACCA

## SAIE 2007

---

26-10-07

Prof. Faella

### ***Applicazioni del rinforzo strutturale con materiali innovativi sulle murature.***

Avremo questa rapida conversazione su alcune applicazioni del rinforzo strutturale con materiali innovativi sulle murature. Questi materiali sono presenti da una quindicina di anni, quindi non sono più nuovissimi, però ci sono degli aspetti, quali il fatto che sono stati da poco coperti da un'apposita normativa, che gli conferiscono una maggiore facilità di uso consentendo anche un uso più corretto.

L'uso di questi materiali riguarda sia il calcestruzzo che le murature, ma noi parleremo essenzialmente delle murature.

Le normative disponibili fino a qualche anno fa erano più o meno le seguenti:

- le norme **ACI 440.2R.02** americane: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures;
- le norme **JSCE 2001** giapponesi: Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets, Concrete Engineering Series 41;
- **le norme FIB – Bulletin 14 /2001** europee – Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures;
- **CNR- DT200/2004**: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;

Le norme DT200 del CNR, diciamo meglio istruzioni, non hanno un valore cogente come i decreti ministeriali, ma forniscono indicazioni per l'uso corretto di questi materiali. Quest'ultima normativa è interessante sia perché ha fatto tesoro dello sviluppo delle conoscenze che sono rapidamente intervenute in questi anni, sia perché è l'unica che parla di murature, essendo il rinforzo degli edifici in muratura, un problema prevalentemente italiano, dato che abbiamo un cospicuo patrimonio edilizio fatto di materiale non in calcestruzzo e non in acciaio.

Il CNR DT200 copre una serie di applicazioni di questi materiali, che si utilizzano in forme di tessuti oppure di lamine incollate (con varie tecniche), con resine oppure con malte di tipo cementizio. Naturalmente sono elementi che lavorano a trazione e quindi vanno bene per una serie di applicazioni quale il collegamento tra elementi che collaborano a resistere all'azione esterna (catene di volte e di pareti, maschi murari); l'irrigidimento dei solai, il contenimento della fessurazione, il confinamento di elementi compressi come le colonne.

Le problematiche delle murature sono a tutti ben note, la muratura non resiste a trazione, quindi ogni volta che c'è uno stato di sollecitazione con forte sollecitazione flessionale, indotto ad esempio da azioni sismiche, da cedimenti fondali, da cedimenti differenziali di parti diverse della muratura, da spinte non equilibrate, nascono gli stati fessurativi che sono sintomo di un danneggiamento e riducono la capacità della struttura di resistere.

Questi meccanismi di rottura sono:

- a. rottura a taglio per azioni complanari
- b. ribaltamento delle murature in direzione ortogonale al loro piano
- c. distacco di paramenti esterni
- d. dissesti per spinte localizzate
- e. dissesti per variazione di rigidità concentrate
- f. dissesti per cedimenti in fondazione

Il comportamento sismico, nelle sue essenzialità, si articola in due meccanismi base:

1) maschi murari collegati da travi alte di piano che sono l'elemento debole della struttura;

2) maschi murari collegati da travi alte di notevoli dimensioni e resistenza (per esempio per la presenza di cordolature), per cui l'elemento debole diventa il maschio stesso, il che comporta queste rotture diagonali caratteristiche delle murature:



Nella **figura 1** abbiamo invece il distacco di una parete.



**Figura 1**



**Figura 2**

In **figura 2** abbiamo un'azione di spanciamiento della parete dovuta a carenza di collegamento con il solaio e di seguito abbiamo una serie di immagini abbastanza eloquenti di problematiche

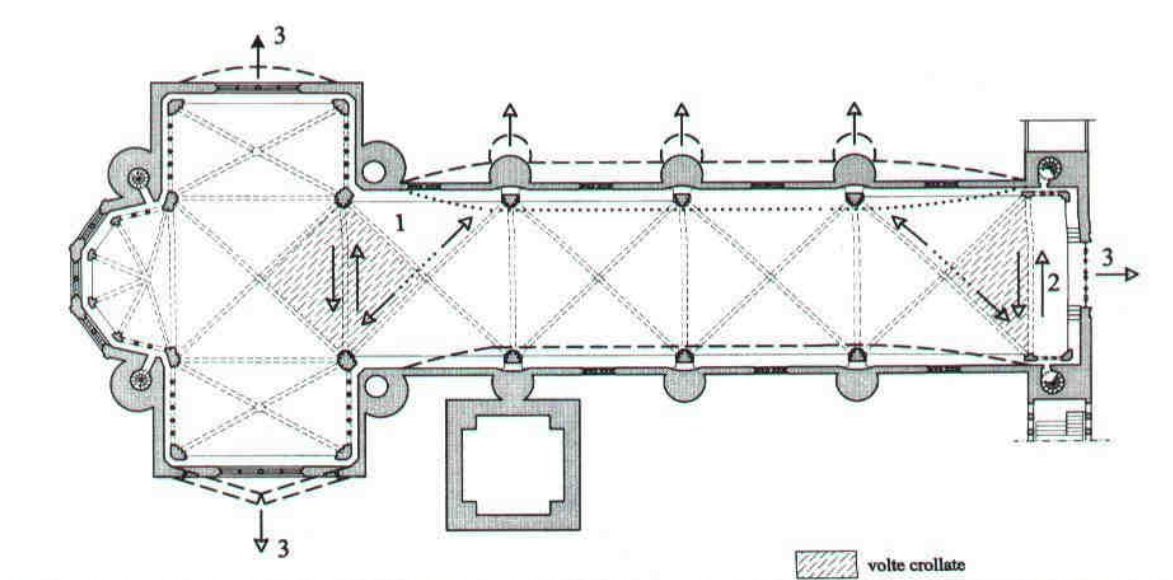


**Figura 3**



**Figura 4**

dovute a dissesti, a cedimenti fondali ovvero a effetti di spinte.

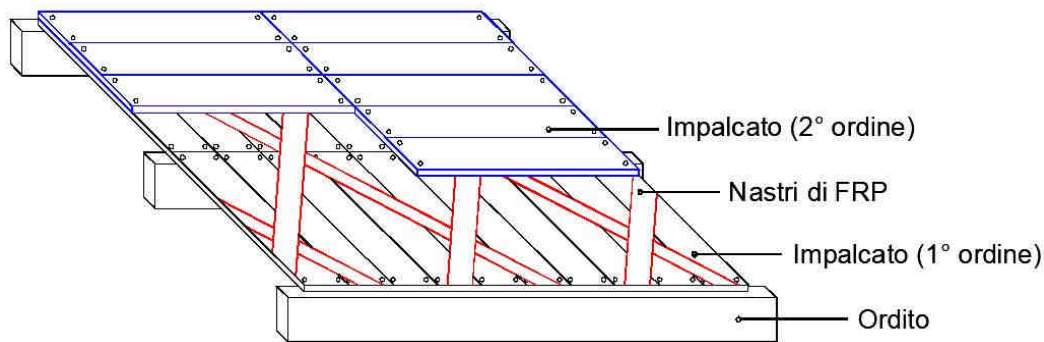


**Figura 5**

In **figura 5** è riportata la Basilica di San Francesco di Assisi che manifesta un'altra tematica abbastanza classica delle nostre chiese a croce latina in cui la navata, in presenza di azioni orizzontali, cerca di portare i tagli agli elementi resistenti del piano ortogonale alla navata e quest'ultima, non avendo una struttura idonea di solaio o di elemento rigido nel piano orizzontale, assume deformate che sono incompatibili con strutture secondarie come le volte, che di fatto, sono almeno in parte crollate.

La problematica sismica, illustrata dal prof. Ramasco, è diventata sempre più urgente, sia perché si è esteso l'interessamento sismico, cioè si è riconosciuto che gli eventi sismici sono estesi in gran parte del territorio nazionale, sia perché si è amplificato il livello di protezione che si intende dare alle strutture.

Il comportamento meccanico delle murature è essenzialmente dipendente da una serie di caratteristiche degli edifici, quali la rigidezza dell'impalcato, la rigidezza e la resistenza delle fasce di piano e dei maschi murari e l'efficacia degli ammorsamenti tra i maschi. Faccio questa citazione perché in tutti e tre questi elementi possono essere previsti interventi con fibre, al fine di incrementare la resistenza. Il primo elemento è abbastanza ovvio, tutte le azioni orizzontali che derivano dalle masse dei muri ortogonali all'azione sismica devono essere portate necessariamente dai muri che sono paralleli all'azione sismica e quest'azione può essere fatta esclusivamente da solai rigidi e ben ancorati.



**Figura 6**

In **figura 6**, è riportato un tipico intervento con delle fibre su un solaio in legno, al fine di rendere questo solaio, che di base sarebbe deformabile, sufficientemente rigido per poter trasferire le azioni ai maschi diretti nella direzione del sisma.

Invece se si vuole incrementare la resistenza di un pannello murario, in cui il punto debole sono le travi alte di piano, si possono inserire dei cordoli oppure si possono utilizzare delle lamine in fibra, le quali disposte longitudinalmente conferiscono alle travi la capacità di resistere a flessione e migliorano la resistenza a taglio. Il contrario si può dire per gli elementi di questo tipo, in cui l'armatura fatta con fibre potrebbe essere concentrata negli estremi oppure essere una soluzione di tipo diffuso, di cui vedremo qualche applicazione.

Qui vedete le conseguenze della mancanza di rigidità. Questo elemento non trattenuto da un solaio sufficientemente rigido, chiaramente si ribalta e quindi determina una condizione di collasso. In questo caso invece si evidenzia come una parete verticale per solo effetto gravitazionale è portata a ruotare verso l'esterno, e naturalmente questa rotazione verso l'esterno è evitata in presenza di tiranti e di collegamenti. Tutte queste necessità che ha la muratura di avere collegamenti, come vedremo successivamente in dettaglio, possono trovare una risposta nell'uso di fibre. Classico è il problema delle azioni sismiche ortogonali al pannello murario, il quale, non avendo resistenza a trazione, non può resistere a tali azioni, a meno che non sia sollecitato da uno sforzo di compressione, oppure è armato con fibre.

Vista l'ampia possibilità di utilizzazione di questi compositi, vediamo quali sono i rischi legati al loro uso. Tali rischi possono essere:

- 1) uso inappropriato a causa delle specificità del funzionamento;
- 2) sovradimensionamento oppure sottodimensionamento dell'intervento;
- 3) difficoltà di modellazione matematica quando è necessario un approccio quantitativo (adeguamento statico o sismico) e non solo qualitativo (miglioramento statico).

Essendo un materiale poco conosciuto, è possibile e frequente un uso inappropriato, il che comporta dei sovradimensionamenti o sottodimensionamenti perché vi è spesso una difficoltà di modellazione matematica. Infatti, mentre siamo abituati a progettare armature in acciaio, siamo meno abituati ad usare fibre, anche perché possono esserci delle trappole. Nell'acciaio noi facciamo riferimento alla sua resistenza, perché una serie di problemi sono praticamente risolti, quali il fatto che l'armatura aderisce al cemento armato, sappiamo che vale la conservazione delle sezioni piane e da questo traiamo una serie di conseguenze. Questo discorso non è altrettanto vero nelle fibre. Queste oltre che rompersi, come si rompe l'acciaio, hanno moduli elastici diversi, una deformabilità ovviamente diversa, ma soprattutto si possono delaminare e quindi distaccare dalla struttura. Quest'ultimo aspetto modifica molto i casi di applicazione di questi materiali.

Le applicazioni del rinforzo con FRP (Fiber Reinforced Polymer) alla muratura che tratteremo sono:

- 1) confinamento di pilastri in muratura;
- 2) resistenza alla delaminazione;
- 3) rinforzo a taglio di pareti in tufo;
- 4) rinforzo di volte ed archi;
- 5) rinforzo di edifici nel complesso.

### CONFINAMENTO DI PILASTRI IN MURATURA

Il confinamento è un intervento di tipo classico che veniva utilizzato, e viene tutt'ora utilizzato, ogni qual volta la resistenza a compressione dei materiali sollecitati a carico prevalentemente assiale è troppo alta in relazione alla effettiva resistenza. Questo tipo di intervento può essere facilmente riprodotto con una serie di vantaggi, che sono: la facilità di applicazione, la leggerezza, la minore invasività e la reversibilità; una serie di considerazioni che rendono questi materiali interessanti ai fini delle applicazioni.

L'uso delle tecniche tradizionali, pur conservando la loro validità, presentano degli aspetti negativi quali:

- l'invasività;
- l'incrementano le masse strutturali, pensiamo alle pareti. Per chi ha esperienza dei terremoti avvenuti in Italia, nel Friuli, in Campania e Basilicata negli anni ottanta, questi interventi

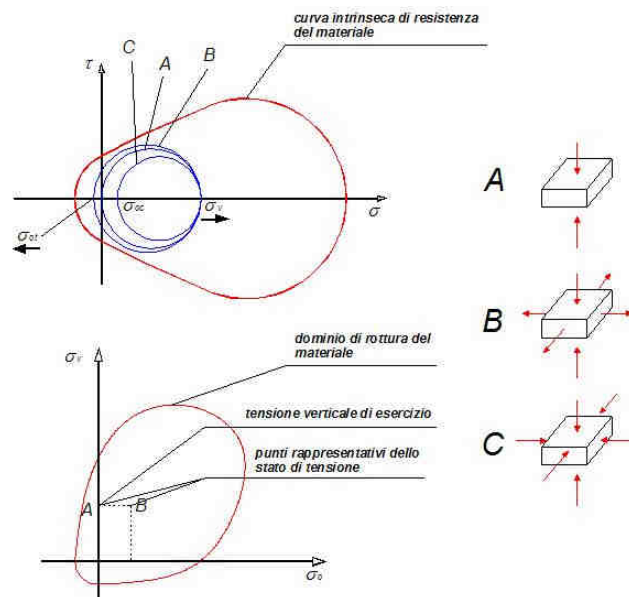
sono stati largamente utilizzati, ma certamente comportano un incremento di masse, tempi di degradazione relativamente brevi, reti molto spesso ossidate;

- scarsa durabilità legata agli inconvenienti sopraccitati;
- non reversibilità dell'intervento: una parete in cemento armato non sarà mai possibile demolirla se non in casi veramente eccezionali.

E' chiaro che questo tipo di intervento può essere sostituito da interventi con materiali innovativi che hanno dalla loro una serie di caratteristiche positive come:

- la leggerezza;
- la velocità di installazione;
- alto rapporto tra resistenza e peso specifico
- la reversibilità.

Il significato statico del confinamento può essere rappresentato in un piano  $\tau$ - $\sigma$ .



**Figura 7**

Nella **figura 7** è riportata la curva intrinseca, e quella che rappresenta il dominio di resistenza di un materiale come la muratura. Allora se si parte da un cerchio di Mohr, che rappresenta lo stato di sollecitazione iniziale, il confinamento porta ad una riduzione della dimensione, perché alla tensione principale, determinata dai carichi, si aggiunge uno stato tensionale laterale. Ridurre il cerchio, quindi significa ridurre la distanza tra lo stato di sollecitazione effettivo e quello di collasso, il che significa aumentare il coefficiente di sicurezza del materiale. Il contrario avverrebbe se, invece di avere un'azione di confinamento, avessimo un'azione di dilatazione. In questo caso

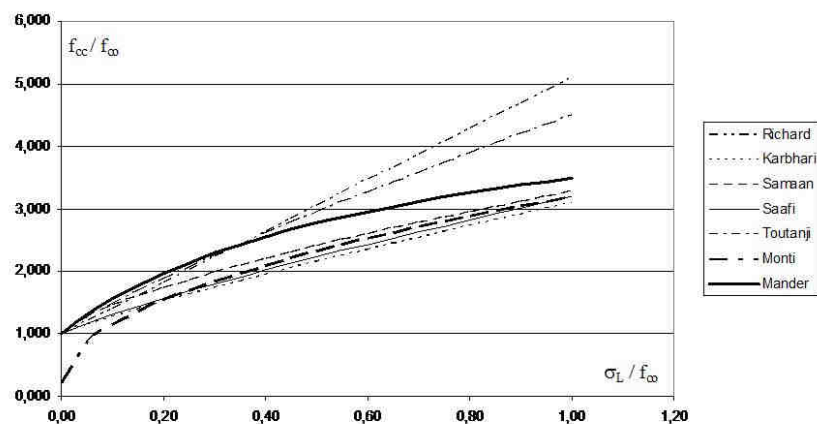
naturalmente il cerchio di Mohr diventerebbe più ampio e quindi si avvicinerebbe a toccare la curva intrinseca che rappresenta la condizione di collasso.

La problematica del confinamento è stata studiata da ormai quasi un secolo. I primi risultati interessanti sono riportati in letteratura da Richart nel 1928 che riguardava però il calcestruzzo. Da questa relazione

$$f_{cc} = f_{c0} + k_l \cdot f_l$$

si vede come il confinamento comporti un incremento della resistenza. Cioè se  $f_{c0}$  è la resistenza del materiale non confinato,  $f_{cc}$  è la resistenza del materiale confinato, questa è più grande di  $K_1 \cdot f_l$ , dove  $f_l$  è la sollecitazione di confinamento, e  $K_1$  è un coefficiente determinato da Richart pari a circa 4. Il fatto che sia 4 significa che l'efficacia del confinamento è importante, perché se applichiamo una tensione di  $50 \text{ Kg/cm}^2$  in senso radiale abbiamo un incremento di  $200 \text{ Kg/cm}^2$  in termini di resistenza, ossia abbiamo un notevole incremento.

Questa problematica è stata largamente studiata per i calcestruzzi ottenendo varie curve (**Figura 8**) e varie relazioni, ma per i materiali in pietra non si avevano, quando è stata elaborata la normativa DT200, risultati applicabili.

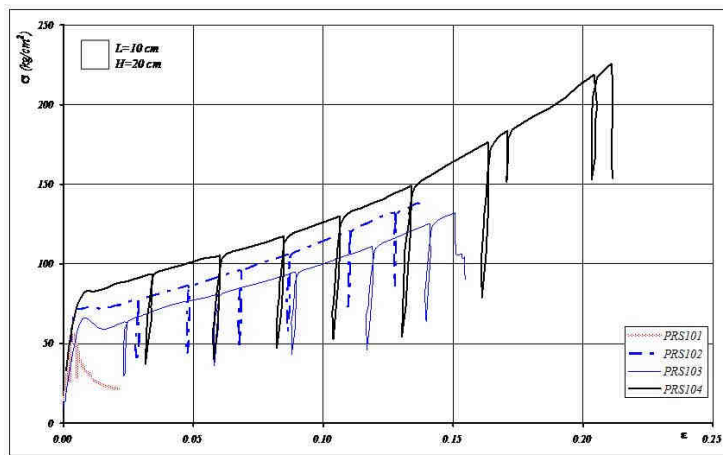


**Figura 8**

Nella sperimentazione fatta all'Università di Salerno, si sono state fatte prove sia di confinamento su blocchi di tufo di forma rettangolare e ottagonale, sia su tronchi di muratura.

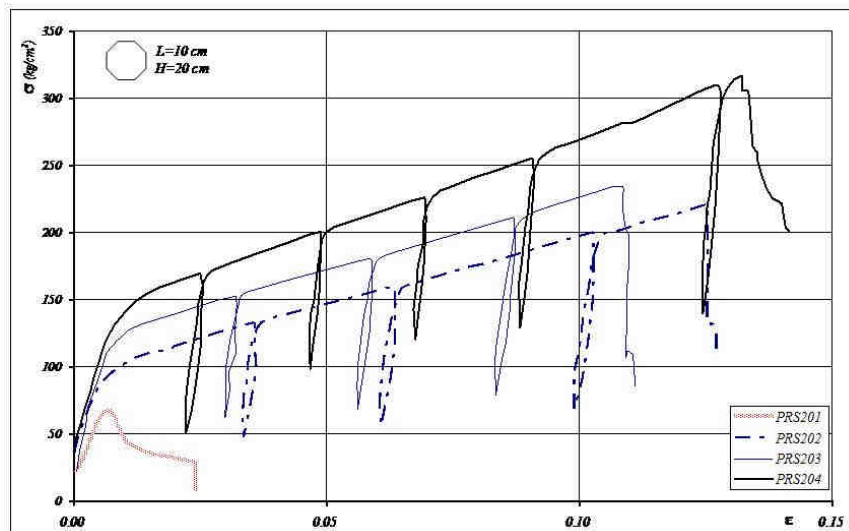
Sono state utilizzate sagome di diverse dimensioni, con un rapporto lunghezza/altezza pari a 2. Sono stati provati sia tronchi non confinati, sia confinati con un solo strato di tessuto di fibra di carbonio sia con due strati di fibra di carbonio.





**Figura 9**

In figura 9 sono riportate le curve  $\sigma$ - $\epsilon$  che si ottengono nelle prove durante il collasso, infatti ad un certo punto del caricamento la fibra arriva al collasso e si rompe. La curva di colore rosso (PRS101) è relativa al materiale non confinato, mentre le due in blu (PRS102 e PRS103), riguardano i materiali confinati con un solo strato e l'ultima (PRS104) quella con due strati. Possiamo osservare che c'è un incremento di resistenza notevole, ma non darei grande affidamento a questa fase di ulteriore incremento della resistenza, in quanto questa si accompagna a stadi di deformazioni rilevanti e quindi poco utilizzabili in una struttura reale. Tuttavia questi campi rappresentano un notevole aspetto di duttilità che è importante in un comportamento a collasso della struttura.



**Figura 10**

In **Figura 10** è riportato il risultato ottenuto con la forma ottagonale. La forma gioca un ruolo importante, perché i profili di forma rettangolare sfruttano peggio il confinamento contrariamente alla sezione circolare che è la situazione ideale. La sezione ottagonale si avvicina abbastanza alla

sezione circolare quindi consente di ottenere un incremento di resistenza notevole. Questi incrementi di resistenza sono stati ottenuti sul materiale base, cioè confinando semplicemente elementi di pietra, le stesse prove su elementi di muratura danno risultati meno brillanti.

Utilizzando dei tronchi di pilastri in tufo di dimensioni in pianta intorno ai 50-60 cm e in altezza 70-80 cm, la correlazione tra la resistenza del materiale non confinato e la resistenza del materiale confinato è gestita dalla relazione  $f_{mc} = f_{m0} + 1.4 \cdot k_s \cdot f$  con un coefficiente 1,4 (diverso dal 4 che era stato determinato da Richart per i calcestruzzi).

L'efficacia del confinamento su pietre tenere, (ossia con una elevata porosità e un peso specifico relativamente basso) non è altrettanto valida come lo è invece nei calcestruzzi. Ciò non toglie che questo incremento di resistenza è notevole.



**Figura 11**

In Figura 11 è riportata la sezione dell'elemento dopo la rottura, dove è possibile osservare le asole paraboliche che rappresentano il distacco delle parti che non beneficiano, in maniera significativa, del confinamento, il quale agisce prevalentemente negli angoli e preme diciamo nella sezione verso l'interno. Le parti esterne sono praticamente non confinate, per cui si rompono prima, ossia si distaccano dalla struttura mentre la parte interna continua a lavorare.

Arriviamo alle formulazioni del DT200, che sono un po' figlie di questa sperimentazione. La resistenza è uguale a quella del materiale non confinato più un coefficiente  $k'$  (che adesso vediamo quanto vale), per una tensione efficace.

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{l,eff}$$

Il coefficiente  $k'$  (fattore di efficacia) dipende dalle caratteristiche della muratura. Ad esempio per il tufo napoletano vale circa 1.4-1.5, mentre per i mattoni in laterizio vale circa 1.7 – 1.8. Questo

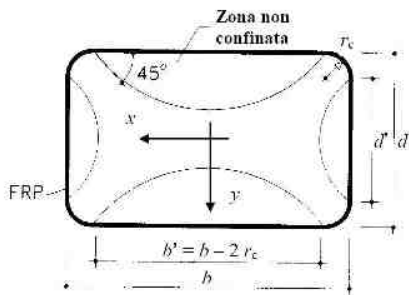
perché l'efficacia del confinamento su pietre di minore porosità e maggiore modulo elastico, è certamente migliore. Per tener conto di questo si è proposta la seguente relazione per il fattore di

efficacia  $k' = \frac{g_m}{1000}$ , dove  $g_m$  (espressa in  $\text{kg/m}^3$ ) è la densità di massa della muratura.

Invece la tensione efficace di confinamento  $f_{l,eff}$  è uguale a quella teorica. Quella teorica si ha immaginando di tagliare lungo piani diametrali, un elemento confinato e spalmando la resistenza a trazione della fibra sull'intera sezione. L'espressione adottata per la pressione efficace è la seguente:

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

dove la  $f_l$  è la resistenza nominale di confinamento che viene corretta da vari coefficienti ( $k_H$  e  $k_V$ ) che dipendono dalla forma. Il discorso fatto sui tronchi di muratura rotti, evidenzia che queste parti sono non confinate, quindi il coefficiente  $K_H$  si individua come rapporto tra l'area confinata (cioè l'area totale meno le calotte di forma parabolica) e l'area totale.



$$k_H = 1 - \frac{b^2 + d^2}{3 \cdot A_m}$$

Invece  $K_V$  è un altro coefficiente che tiene conto della discontinuità dell'applicazione della fibra lungo l'asse della trave.

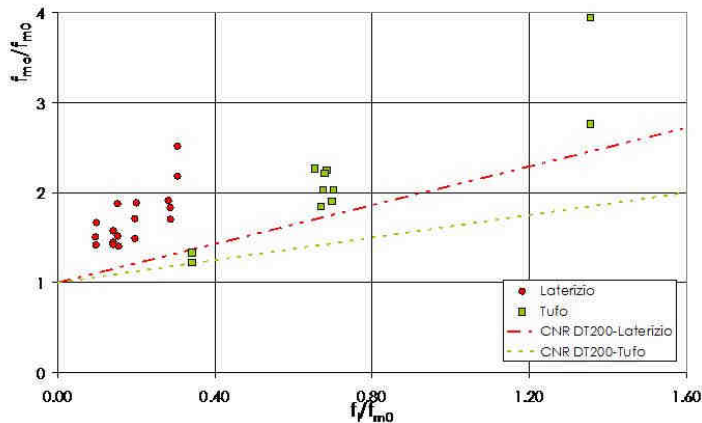


Figura 12

In Figura 12 è riportato il risultato dell'applicazione di questa norma, per due materiali che sono il tufo napoletano e i mattoni in laterizio. Dal grafico si vede che la curva è conservativa in entrambi i casi, forse molto conservativa per i mattoni. Queste prove sui mattoni sono state fatte dopo la norma, quindi è probabile che una futura edizione tenga conto di questi risultati diversi, e quindi dia dei risultati più aderenti anche per materiali che hanno un maggiore beneficio dal confinamento.

I confinamenti possono avvenire, sia circuitando le sezioni con fibre, sia utilizzando delle barre trasversali. (Figura 13)

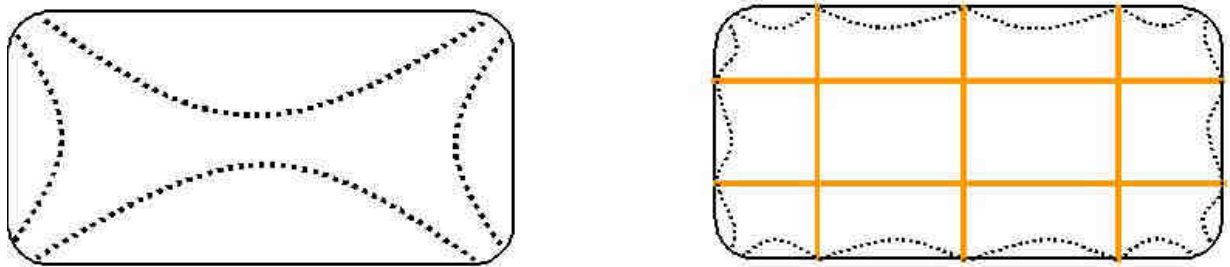
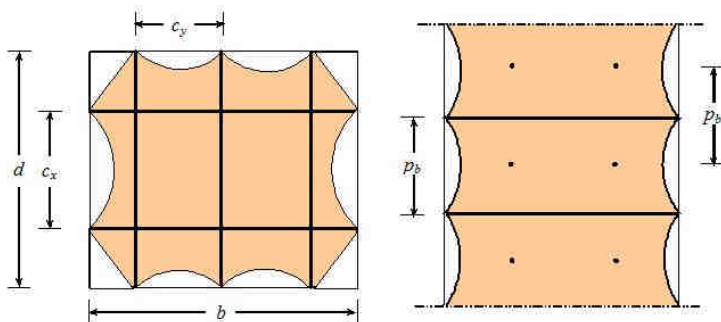


Figura 13

Queste ultime si usano nelle murature storiche soprattutto quando la sezione diventa allungata. In tal caso infatti la presenza di barre aumenta notevolmente l'area interna alla linea a punti che beneficia del confinamento, mentre invece la sola presenza di un confinamento esterno avrebbe una efficacia più bassa.



$$k_{eff} = k_H \cdot k_v = \left( 1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{4 \cdot n_b - 1}{n_b^2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{p_b}{2 \cdot b} \right)^2$$

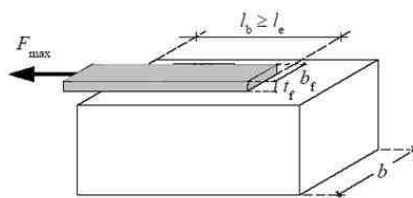
Figura 14

In Figura 14 sono riportate le soluzioni con barre nelle due direzioni.

## RESISTENZA ALLA DELAMINAZIONE

Nel caso del confinamento, le fibre, avvolte intorno ad un elemento compresso, si incollano l'una sull'altra, usando eventualmente resine, e quindi non avviene nessun fenomeno di delaminazione, ma le fibre arrivano a rottura.

Quando invece si hanno delle lamine incollate su murature si può verificare un distacco delle lamine stesse, e la resistenza su cui noi possiamo fare affidamento, in figura 15 viene data in termini di  $\epsilon_{fd}$ , è la più piccola tra quella della fibra con opportuni coefficienti correttivi ( $\eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}$ ), e quella di delaminazione ( $\epsilon_{fdd}$ ).

$$\epsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f}, \epsilon_{fdd} \right\}$$


con:

$\epsilon_{fk}$  = deformazione caratteristica del composito fibrorinforzato

$\eta_a$  = coefficiente dipendente dalle condizioni ambientali

e dalla natura del composito fibra (vetro 0.5 ÷ 0.75; carb. 0.85 ÷ 0.95)

$\gamma_f$  = coefficiente parziale di sicurezza composito

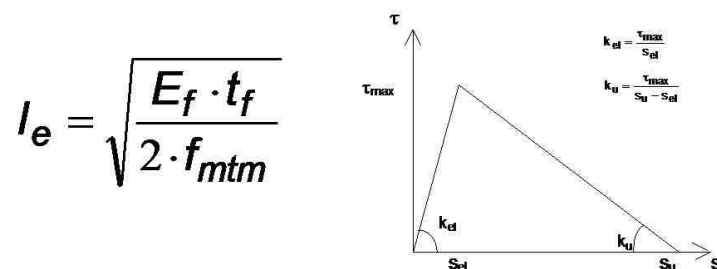
(= 1.10 appl. tipo A; = 1.25 applic. tipo B)

$\epsilon_{fdd}$  = deformazione alla decoesione fibra - muratura (delaminazione)

Figura 15

Quindi bisogna considerare contemporaneamente il fenomeno dello scollamento della fibra e la rottura della fibra. In molti casi quello dello scollamento diventa determinante.

Per il calcolo della resistenza di delaminazione, ci si basa su legami costitutivi di tipo bilineare come un legame  $\tau$ -S (Scorrimento fibra che scorre rispetto alla superficie della muratura). (vedi Figura 16)



$f_{mtm} \cong 0.10 \cdot f_{mk}$  (in mancanza di dati più precisi)

$f_{mk}$  = resistenza dei blocchi a compressione

Figura 16

Questo legame porta a definire alcuni concetti importanti, come ad esempio, una lunghezza ottimale. Cioè se abbiamo una striscia che andiamo a incollare sulla muratura e ne facciamo crescere la lunghezza di ancoraggio, si è portati a pensare che al crescere della lunghezza di ancoraggio cresca la resistenza della lamina. Questo è vero solamente nella prima fase di questo incremento. Infatti se faccio crescere da 5 → 10 → 15 → 20 cm la lunghezza della lamina di ancoraggio, la forza necessaria a determinare lo scollamento cresce. Viceversa se andiamo oltre certi limiti, che dipendono dal modulo elastico e dallo spessore, ad un certo punto non cresce più. Questa lunghezza è legata: al modulo elastico della fibra che si utilizza; allo spessore  $t_f$  della fibra stessa, e alle caratteristiche della muratura.

Quanto detto porta a definire la resistenza alla delaminazione  $f_{fdd}$ , riportata in Figura 17.

$$f_{fdd} = E_f \cdot \varepsilon_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_M}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}} \quad (\text{per } l \geq l_e)$$

con

$\gamma_{f,d} = 1.20$  per applicazioni tipo A

$\gamma_{f,d} = 1.50$  per applicazioni tipo B

$\gamma_M = 3$  fattore parziale di sicurezza per la muratura

$\Gamma_{Fk} = 0.015 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mtm}}$  (energia di frattura)

Figura 17

La  $\varepsilon_{fdd}$  è la deformazione alla delaminazione che va messa a confronto con la deformazione a rottura della fibra. Quindi in queste applicazioni, la resistenza da considerare, non è necessariamente la resistenza della fibra, ma può essere la resistenza allo scollamento della fibra stessa.

Facciamo un esempio di calcolo di un pannello di muratura sottoposto ad azioni orizzontali (Figura 18).

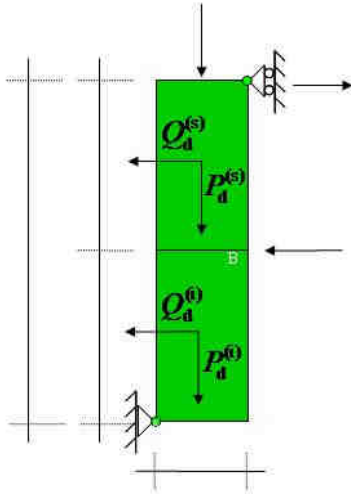


Figura 18

Il pannello ha una resistenza che si calcola allo stato limite con delle relazioni note, asse neutro, e poi momento resistente (Figura 19). Ma questa resistenza è legata, in un materiale non resistente a trazione, alla presenza di un N verticale;

$$0.8 \cdot x_u \cdot 1 \cdot (0.85 \cdot f_{md}) = N_d + P_d^{(s)}$$

$$x_u = \frac{N_d + P_d^{(s)}}{0.68 \cdot f_{md}}$$

$$M_{Rd} = (N_d + P_d^{(s)}) \left( \frac{t}{2} - 0.4 \cdot x_u \right)$$

con:

$N_d$  = azione trasmessa dal livello superiore

$P_d^{(s)}$  = peso della parte superiore della parete

$t$  = spessore della parete

$f_{md}$  = resistenza a compressione della mur.

Figura 19

Se invece incolliamo dalla parte delle fibre tese una lamina, o un tessuto, allora interviene uno sforzo di trazione della fibra e compressione della muratura, che determina un notevole incremento di resistenza (Figura 20).

$$0.8 \cdot x_u \cdot 1 \cdot (0.85 \cdot f_{md}) = N_d + P_d^{(s)} + N_{f,1} \quad \text{con fibre}$$

$$x_u = \frac{N_d + P_d^{(s)} + N_{f,1}}{0.68 \cdot f_{md}}$$

$$M_{Rd} = (N_d + P_d^{(s)} + N_{f,1}) \left( \frac{t}{2} - 0.4 \cdot x_u \right) + N_{f,1} \cdot \frac{t}{2} \quad \text{con fibre}$$

con:

$N_d$  = azione trasmessa dal livello superiore

$P_d^{(s)}$  = peso della parte superiore della parete

$N_{f,1} = f_{fd} \cdot t_f$  = sforzo di trazione dovuto alle fibre

$t$  = spessore della parete

$f_{md}$  = resistenza a compressione della mur.

Figura 20

Questo è importante perché le norme sismiche prevedono, negli edifici in muratura ma anche negli edifici in cemento armato, la necessità di verificare le strutture secondarie. La muratura non è una struttura secondaria, ma in una struttura in c.a. potrebbe essere un compagno sotto l'azione delle forze orizzontali, e quindi in questo caso può essere necessario, soprattutto ai piani alti, dove il carico verticale è basso, avere la necessità di introdurre delle fibre per incrementare la resistenza.

In alcuni casi la problematica si può vedere anziché nel piano verticale, nel piano orizzontale. Nel piano orizzontale la situazione è ancora peggio, perché, in sostanza, le azioni orizzontali sono bassissime, e quindi in assenza di azioni orizzontali la resistenza di una muratura nel piano orizzontale è zero, e allora qualunque spinta può determinare fenomeni di questo tipo. Naturalmente un minimo di azione orizzontale ci sarà sempre, se non altro in muri trasversali che si opporranno allo spostamento; come vi sarà anche una resistenza a taglio, che potrebbe soccorrere a questo comportamento a taglio. In ogni caso la resistenza è molto bassa e quindi potrebbe essere necessario intervenire con fibre per ottenere un incremento di resistenza.

## **RINFORZO A TAGLIO DI PARETI IN TUFO**

Quanto detto sopra si raccorda alla problematica dell'incremento della resistenza al taglio. Chi opera in zona sismica e sull'adeguamento delle strutture in murature, sa che il punto delicato del problema è quello di avere delle resistenze a taglio sufficienti. I tipi di rottura che di solito si considerano sui maschi murari sono: la rottura a taglio con fessurazione diagonale, la rottura a taglio per scorrimento e la rottura per flessione. Naturalmente le resistenze delle murature a queste sollecitazioni non sono brillanti e quindi può essere necessario determinare degli incrementi di resistenza.

Sono state fatte delle sperimentazioni costruendo dei muri in tufo ed è stata applicata una rete in fibra utilizzando una malta, essendo quest'ultima un materiale più compatibile con la muratura. Si è proceduti all'applicazione di un sottilissimo strato di malta di alcuni millimetri, quindi all'applicazione di una rete in fibra di carbonio e poi al di sopra un ulteriore strato di malta.



X-MESCH è un brevetto della Ruredil, ma risultati analoghi si potrebbero ottenere, sicuramente con altri materiali.

Sui pannelli sono state fatte delle prove che possono essere fatte in genere in due modi:

- 1) taglio diretto: in cui si applica un carico verticale e una forza orizzontale e si studia il legame forza-spostamento;
- 2) compressione diagonale: si sottopone il pannello murario ad una compressione lungo la diagonale e la rottura che si ottiene naturalmente è determinata prevalentemente da sollecitazioni di tipo tagliente. Per la sperimentazione è stato più semplice usare questo secondo metodo che in pratica è equivalente dal punto di vista teorico al primo, anche se nelle murature i risultati sono un pò diversi, ma comunque come indicatore del miglioramento dell'uso è certamente un metodo valido.

Ad un certo punto di applicazione del carico sull'elemento non rinforzato si verifica un scorrimento di una parte del muro rispetto all'altra, cioè i giunti di malta perdono l'adesione e si ottiene il fenomeno dello scorrimento.

Sugli elementi rinforzati, invece, la rottura avviene dopo che si è determinato uno scollamento, cioè la malta con la rete si stacca dalla parete, e quindi subito dopo il muro collassa.

Il rinforzo con fibre è simile a quello che si faceva, o si fa ancora, con paretine di calcestruzzo. In questo caso però lo spessore della malta è complessivamente di 6 millimetri, quindi in pratica non si va ad alterare in maniera significativa la rigidità. In definitiva è un intervento che può essere tollerato localmente, mentre invece un intervento con pareti in c.a. può determinare delle concentrazioni notevoli di forza e di rigidità.

Nelle prove si è verificato che il pannello si è distaccato e si è portato appresso la parte esterna del tufo (corteccia), il che significa che ha svolto adeguatamente il suo compito in quanto si è rotta la pietra al suo interno. Questo perché la pietra di riferimento è una pietra relativamente tenera.

In Figura 21 è riportato il confronto tra un pannello non rinforzato e uno con rinforzo bilaterale, attraverso un grafico carico-spostamento in uguale scala. Si può notare l'incremento di resistenza molto alto che si è ottenuto semplicemente applicando due reti agli estremi.

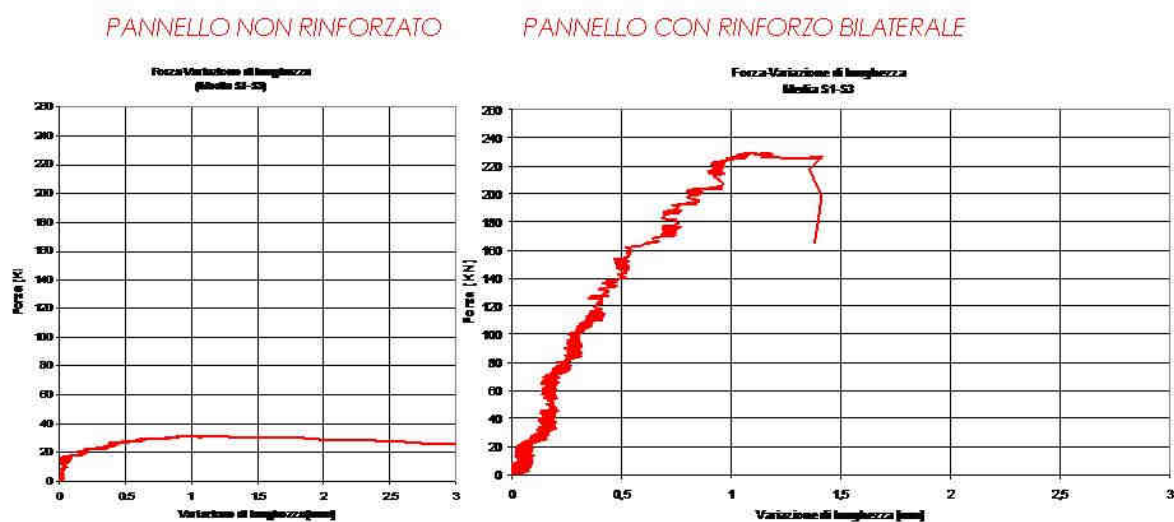


Figura 21

L'altra situazione che si è verificata nelle sperimentazioni, è quella di perdita di aderenza, cioè si è praticamente scollata la rete. Questo sta a significare che noi non abbiamo usato la resistenza, ma l'abbiamo sotto utilizzata. Questo è importante, perché, essendo questa rete molto leggera, se si usano materiali più pesanti non si incrementa la resistenza, in quanto si va incontro al problema della delaminazione, salvo che non esistano o si possono determinare o studiare meccanismi adesivi più efficienti che naturalmente migliorano l'adesione. Ciò in parte può essere ottenuto usando delle resine, soltanto che le resine snaturano, penetrano nella pietra e quindi creano un'alterazione del sistema. Questa alterazione molto spesso non viene accettata dalla sovrintendenza ai monumenti, quindi se una tecnica del genere deve essere usata su monumenti, la malta potrebbe essere accettata, mentre potrebbe non essere accettato l'uso più invasivo di resine epossidiche.

Il problema del calcolo è abbastanza complicato, nel senso che in prima approssimazione si potrebbero usare le formule sulle murature armate degli eurocodici 6 e dell'ordinanza OPCM 3431, per poi arrivare al CNR, le quali sono basate essenzialmente sulla determinazione della resistenza al taglio dalla somma di due contributi: uno legato alla resistenza della muratura base ed un altro legato alla resistenza di armature (cioè di elementi tesi che forniscono un successivo valore aggiunto di resistenza al taglio). In realtà, questo discorso non è accettabile, perché non è detto che la fibra arrivi a rottura, come invece l'acciaio. Nelle formule del CNR, la resistenza della fibra è la più piccola tra la resistenza della fibra e la resistenza di delaminazione. Questo doppio controllo abbassa notevolmente l'efficacia del procedimento.

In Figura 22 vediamo il confronto tra i risultati in termini di resistenza di tre provini non rinforzati con fibra e i valori che si sono ottenuti rinforzando con fibra, ed è evidente l'efficacia del procedimento.

Provino	Carico	$f_{v,0}$	$f_{v,0,m}$	$f_{v,0,m}$
#	[kN]	[MPa]	[MPa]	
1	45.6	0.07	0.06	-
2	31.9	0.05		
3	31.7	0.05		
4	228.9	0.34	0.30	6.14
5	224.9	0.33		6.04
6	219.1	0.32		5.74
7	200.6	0.29		5.30
8	161.1	0.23		4.22
9	200.8	0.29		5.26

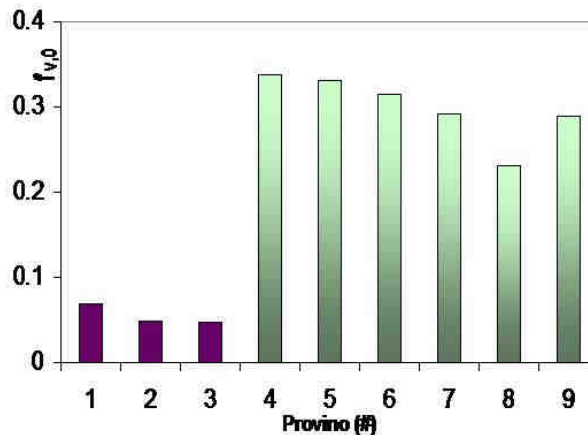


Figura 22

Rispetto al valore della resistenza ottenuto nella sperimentazione, l'eurocodice 6 e l'OPCM danno valori in eccesso, perché immaginano che la fibra si rompa, nel CNR sottostimano addirittura questo incremento. Questo è dovuto al fatto che all'epoca non c'era sperimentazione e tutto era basato su un coefficiente  $C_1$ , che definisce l'energia di frattura della muratura. Questo coefficiente  $C_1$  all'epoca fu considerato pari alla metà di quello del calcestruzzo, ma fu un discorso un po' semplificato, per la mancanza di risultati sperimentali validi. In realtà la sperimentazione effettuata porta a definire un valore diverso della costante  $C_1$ , in particolare risulta essere quattro volte più grande. La formula DT200, corretta con questo valore della costante e con la nuova definizione delle costanti, stima abbastanza bene il valore sperimentale. Le altre formulazioni, legate a tipologie diverse, che non forniscono questo risultato.

### RINFORZO A FLESSIONE O PRESSOFLESSIONE

Le facciate delle chiese spesso si distaccano, perché chiaramente sollecitate ortogonalmente al loro piano, hanno dei collegamenti molto deboli, in genere non ci sono cordolature e il tetto è puramente appoggiato, e quindi in questi casi provvedimenti di questo tipo sono efficaci. Individuando i vari meccanismi di collasso, che dipendono dalla tipologia strutturale, con l'utilizzo delle fibre si possono ridurre le probabilità di collasso o alzare i livelli di resistenza. Lo stesso vale nel caso di un meccanismo di resistenza a taglio, e le fibre all'interno e all'esterno potrebbero ridurre la debolezza strutturale.

### RINFORZO DI VOLTE ED ARCHI

Un altro campo in cui queste fibre sono largamente utilizzate è quello delle volte e degli archi.

Noi sappiamo che l'arco è in condizioni di sicurezza quando la funicolare dei carichi o la curva delle successive risultanti è interna alla sezione, e il meccanismo di rottura avviene se si formano almeno 4 cerniere (se non si formano 4 cerniere la struttura è isostatica). Di queste 4 cerniere, alcune si aprono da sopra e alcune si aprono da sotto, allora se si applicano delle reti, da sopra o da sotto, si impedisce la formazione di uno dei due tipi di cerniere e il carico di collasso cresce in maniera notevolissima. Diciamo allora che è molto efficace in questi casi l'intervento con fibre. C'è una sola differenza, ossia se la fibra viene applicata all'estradosso, la trazione è accompagnata dall'effetto forma della curva, se invece il rinforzo è applicato all'intradosso della volta, la trazione della fibra comporta una tensione di distacco, quindi la resistenza è un po' più bassa. La tensione di delaminazione in questo caso va definita in una maniera diversa utilizzando il raggio di curvatura. Qui notate che più il raggio è piccolo, maggiore è questo effetto forma per cui la trazione determina un distacco anticipato. Comunque queste cose si possono gestire con dei calcoli e quindi rimane l'utilità di questo tipo di soluzioni.

Interessante è la Cattedrale di Noto che come noto è crollata ed è stata ricostruita per la parte crollata, in tempi recenti, ed oltre a ricostruire usando tecniche e pietre locali, alla fine hanno preferito non rischiare, e quindi questi archi sono stati rinforzati all'intradosso e all'estradosso con fibre. Questi, sono dei pezzi di fibra utilizzati per collegare i due strati. Sono stati fatti dei fori, ed inserita la fibra in modo tale da evitare il distacco della fibra sull'intradosso che è la parte più delicata.

Un altro aspetto dell'uso di queste fibre è la possibilità di cerchiare degli edifici. Cerchiare questi edifici significa in sostanza impedire ribaltamenti, rinforzare a flessione, dare alle travi alte di piano una resistenza aggiuntiva. Anche qui c'è il problema dell'angolo convesso, cioè della curvatura non favorevole, che richiede degli interventi locali quali possono essere questi rinforzi per evitare che la trazione a cui è sottoposta la fibra porti poi al distacco di estremità e ne riduca la resistenza.

Infine possiamo trarre queste conclusioni e cioè che il rinforzo con materiali compositi ha raggiunto un livello di maturità sufficiente; l'emanazione di queste norme è la testimonianza della maturità cui è arrivata la comunità scientifica, e tutti i possibili utilizzatori. La ricerca scientifica ha raggiunto un livello elevato di conoscenze e il quadro normativo ha infine colmato il vuoto che ha caratterizzato le prime applicazioni, e quindi direi che oggi sono possibili delle applicazioni consapevoli di questi materiali.