



APPLICAZIONI INNOVATIVE CON MICROCALCESTRUZZI DUTTILI PER RINFORZI ED ADEGUAMENTI SISMICI

**Dario Rosignoli
Stefano Maringoni**

Tecnochem Italiana S.p.A.

Sommario

Con gli acronimi HPFRC – High Performance Fiber Reinforced Concretes e UHPFRCC – Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites vengono riconosciuti calcestruzzi e microcalcestruzzi duttili. In questa direzione sono stati concepiti e sperimentati prodotti innovativi altamente prestazionali per la progettazione sia di strutture duttili e, in particolare, per rinforzi strutturali di adeguamenti pre e post sisma, tramite incamiciature o cappe collaboranti a sezione sottile: pilastri, travi, nodi, pareti, solai.

Nella memoria vengono descritti alcuni casi studio e di sperimentazione con applicazioni di particolare spicco.

1. INTRODUZIONE

Il rinforzo di strutture esistenti rappresenta attualmente una delle maggiori problematiche nel campo dell'ingegneria civile. In particolare, è sempre crescente la richiesta di interventi di miglioramento ed adeguamento sismico di strutture originariamente non progettate secondo i moderni criteri antisismici. Un altro campo di applicazione è legato alla necessità di incrementare la capacità portante di strutture esistenti per l'aumento dei carichi agenti a causa di un cambio di destinazione d'uso. Infine, le recenti indagini diagnostiche eseguite su numerosi edifici a seguito dell'Ordinanza 3274 [1] e delle successive Normative, hanno mostrato come la qualità del calcestruzzo di molti edifici costruiti negli anni '60 e '70 sia scarsa, a volte non sufficiente a garantire la sicurezza per i soli carichi verticali.

Le sopra citate necessità hanno spinto la ricerca ad approfondire e migliorare le tecniche per il rinforzo strutturale. Attualmente, infatti, alle classiche tecniche basate sull'incamiciatura tradizionale in c.a. o sull'utilizzo di lamine in acciaio incollate sulle superfici esterne (beton plaquè) si affiancano tecniche più innovative che prevedono l'utilizzo di polimeri rinforzati con fibre (FRP, Fiber Reinforced Polymer).

A seconda dei casi da trattare, tutte queste tecniche possono essere applicate con successo, anche se con qualche inconveniente. Ad esempio nel caso di incamiciatura tradizionale in c.a. si aggiungono spessori di calcestruzzo non inferiori ai 60-100 mm, che possono modificare sostanzialmente la geometria dell'elemento e accrescerne significativamente la massa, modificando in modo significativo anche le rigidità della struttura.

Pensando invece ai sistemi di rinforzo applicati tramite incollaggio (lamine in acciaio o FRP), possono nascere problemi legati alla resistenza al fuoco dell'elemento rinforzato. Inoltre questi sistemi, ad esempio nel caso delle travi, forniscono un buon rinforzo in termini di aumento della resistenza (stati limite ultimi), ma una scarsa influenza sulla rigidità strutturale (stati limite di esercizio).

Recentemente, una nuova tecnica è stata proposta dagli autori per il rinforzo di travi in c.a., basata sull'applicazione di una sottile camicia realizzata in calcestruzzo fibrorinforzato ad elevate prestazioni. Il materiale utilizzato rientra nella categoria degli UHPFRCC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite), caratterizzati da elevata resistenza a compressione e con un comportamento a trazione di tipo parzialmente incoerente.

Altri materiali rientranti nella categoria UHPFRCC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite) sono stati utilizzati recentemente per la realizzazione di strutture snelle consentendo una riduzione dell'armatura di rinforzo.

2. RINFORZO STRUTTURALE DI TRAVI

2.1 Test a flessione

L'efficacia della tecnica di rinforzo a flessione è investigata su travi in scala reale semplicemente appoggiata (distanza degli appoggi 4,35 m, sezione $h \times b = 500 \times 300$ mm, Figura 1).

Le armature longitudinali consistono in $2\phi 16$ mm al lembo inferiore e $2\phi 12$ al lembo superiore della trave. Alle estremità le barre sono saldate a piastre di acciaio al fine di evitare scorrimenti e slittamenti.

Staffe a due braccia ($\phi 8/150$ mm) sono state posizionate tra gli appoggi e i punti di carico al fine di evitare una rottura per taglio.

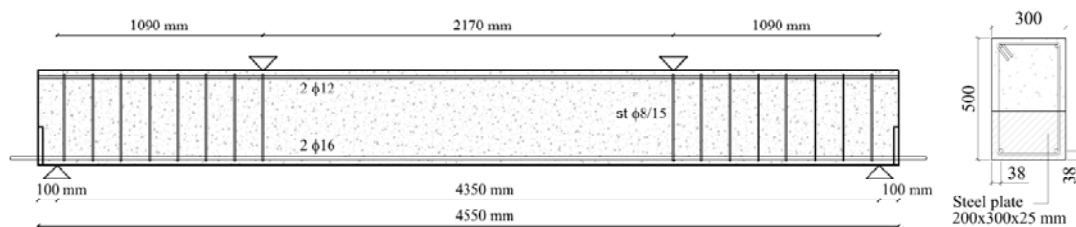


Figure 1: Travi per i tests a flessione

Sono state gettate due travi in calcestruzzo con resistenza media ($f_c = 36.5$ N/mm², C25/30 in accordo a Eurocodice 2) [2]. Al fine di poter valutare al meglio l'efficacia del rinforzo, sono stati scelti una resistenza medio bassa del calcestruzzo accompagnata da una bassa percentuale di armatura di rinforzo.

L'acciaio utilizzato per le armature di rinforzo è l'acciaio B500C e le caratteristiche medie dei tre tipi di barre sono riportate in tabella 1.

ϕ [mm]	Strength at yielding [N/mm ²]	Ultimate strength [N/mm ²]
16	559	678
12	532	637
8	542	634

Tabella 1: Proprietà delle barre di acciaio.

Una delle travi è stata usata come riferimento mentre l'altra è stata rinforzata con una camicia in UHPFRCC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite) avente spessore pari a 40 mm. L'UHPFRCC utilizzato è un autolivellante con resistenza a compressione di 130 Mpa ed ha un comportamento a trazione parzialmente incoerente con resistenza di 8.5 Mpa.

2.2 Modalità di prova e strumentazione

Le travi sono state portate a rottura mediante prova a flessione su quattro punti, utilizzando un banco di prova costituito da un telaio di contrasto in acciaio ancorato alla soletta del laboratorio e da una struttura di carpenteria per applicare e ripartire il carico (Figura 3) come suggerito da precedenti ricerche [3]. La struttura di ripartizione del carico è costituita da due profili UPN350 accoppiati della lunghezza di 2.40 m, opportunamente irrigiditi con fazzoletti saldati in prossimità delle zone di trasferimento del carico. I due punti di carico, sono realizzati mediante cilindri di acciaio; tra i cilindri e la trave così come tra i cilindri e la struttura di ripartizione sono posizionate piastre di acciaio con il compito di uniformare e distribuire il carico. I due punti di applicazione del carico distano tra di loro 0.9 m. I supporti sono realizzati in modo analogo: due cilindri, posti alla distanza di 2.5 m, hanno il compito di realizzare un vincolo in semplice appoggio. Anche qui sono utilizzate piastre di acciaio per la ripartizione del carico. Tra tutte le piastre e la trave in cemento armato sono stati interposti dei fogli di neoprene dello spessore di 0.5 cm per distribuire meglio il carico e migliorare il contatto tra i due elementi. Il carico è stato applicato mediante un martinetto elettromeccanico con capacità massima di 1000 kN collegato al telaio di contrasto. Per quanto concerne le modalità di carico, per ogni trave sono stati eseguiti tre cicli elastici preliminari (fino ad un valore pari ai due terzi del carico stimato di prima fessurazione) per garantire l'assestamento della struttura e la corretta funzionalità della strumentazione.

La strumentazione utilizzata (figura 2) è costituita da una serie di strumenti potenziometri lineari e LVDT, che ha permesso di misurare spostamenti e aperture di fessure della trave nei punti più significativi. Sono stati monitorati gli spostamenti della trave in mezzaria e sotto i punti di carico e i cedimenti degli appoggi, utilizzati per depurare i dati. Contemporaneamente vengono acquisite le informazioni relative alle aperture di fessura. Le aperture di fessure a taglio sono state monitorate mediante potenziometri collocati nelle zone comprese tra i punti di carico e i rispettivi supporti e con un'inclinazione di circa 45°. Prima di posizionare la strumentazione, le travi sono state dipinte di bianco per poter visualizzare meglio le fessure presenti, soprattutto nella fase iniziale. Inoltre nella zona centrale è stata disegnata una griglia con maglie 10x10 cm, in modo da facilitare l'inquadratura delle fessure sulla superficie dell'elemento e quindi la comprensione del quadro fessurativo.

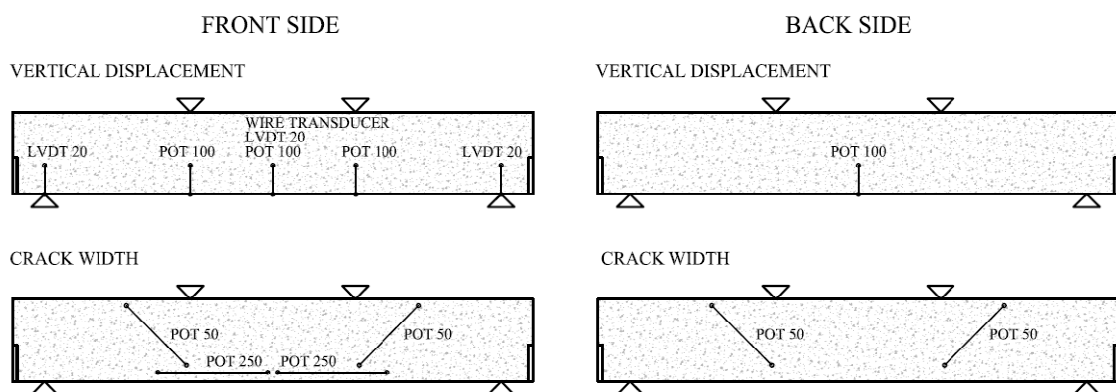


Figura 2: Strumentazione

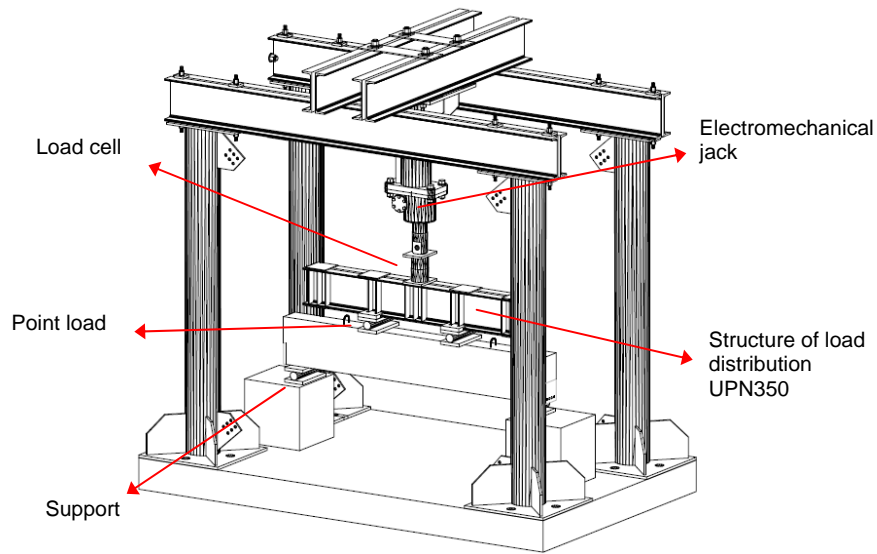


Figura 3: Telaio di carico

2.3 Risultati del test di flessione

Il grafico di figura 7 mostra i risultati sperimentali ottenuti sulla trave non rinforzata (Beam BR) e sulla trave rinforzata (Beam BJ). In particolare sull'asse delle ascisse è riportato lo spostamento in mezzeria della trave, sull'asse delle ordinate il carico.

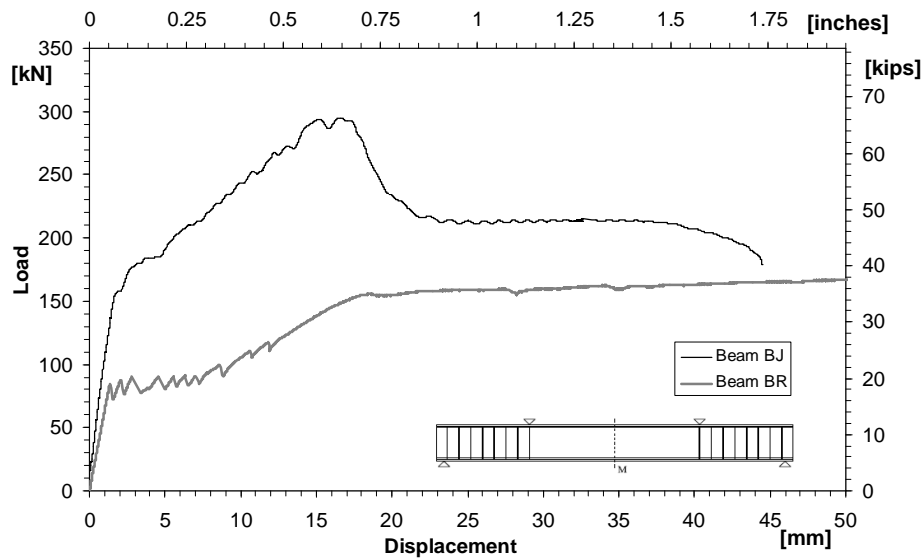


Figura 4: Tests a flessione: diagramma carico-spostamento

2.3.1 Trave di riferimento (senza camicia in UHPFRCC)

La trave di riferimento mostra un comportamento elastico lineare fino al carico di 84 kN, quando la prima fessura si è sviluppata. In seguito altre fessure si sono sviluppate nelle zone tra i due punti di carico, con un passo tra le fessure di 300 – 350 mm. Ad un carico di 160 kN si ha lo snervamento delle barre di acciaio (si veda il cambio di pendenza della curva carico-spostamento: il carico ancora incrementa ma con una diminuzione di rigidità). Il collasso è avvenuto per lo sviluppo di un meccanismo ad arco ed una fessura orizzontale del corrente superiore a compressione; la rigidità della trave è diminuita notevolmente mentre la deformazione è aumentata. In figura 5 è schematizzata la trave con lo sviluppo delle fessure; in figura 6 l'immagine di alcune fessure. Il test è stato fermato ad un carico di 175 kN (spostamento in mezzeria 77 mm).

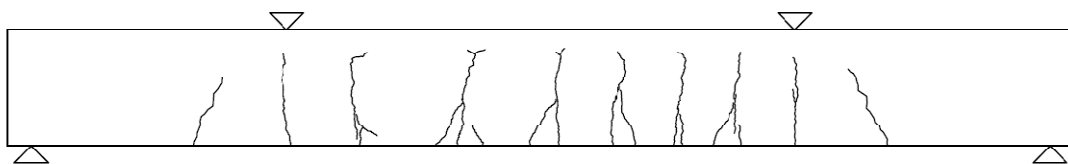


Figura 5: Tests a flessione, trave di riferimento: distribuzione delle fessure al collasso.

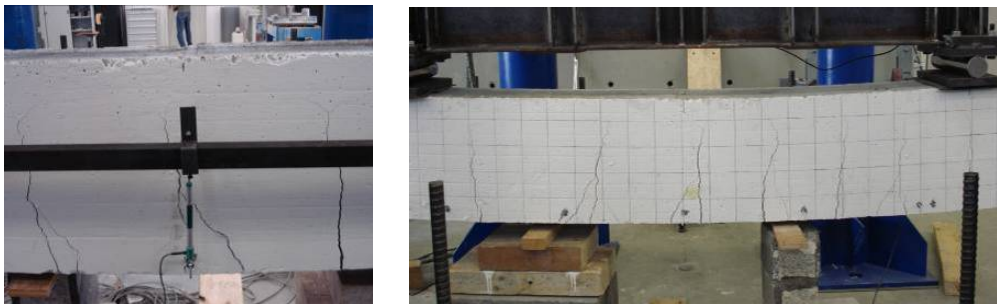


Figure 6: Tests a flessione, trave di riferimento: distribuzione delle fessure al collasso

2.3.2 Trave rinforzata (con camicia da 40 mm di UHPFRCC)

La trave rinforzata mostra un comportamento elastico lineare fino al carico di 160 kN quando la prima fessura verticale si sviluppa nella zona tra i due punti di carico; in seguito si ha un rilevante cambio di pendenza della curva carico-spostamento. Successivamente il carico continua ad aumentare e contemporaneamente la rigidità diminuisce e si sviluppano alcune fessure verticali nella zona centrale della trave. Al carico di 295 kN (spostamento in mezzeria = 18 mm) si è formata una macrofrattura verticale, seguita da un ramo softening ripido. L'estensione della macro-frattura cresce rapidamente, fino all'apertura di 20 mm; allo stesso tempo, tutte le altre fessure si sono quasi chiuse. Dopo il picco di carico, la trave mantiene una rigidità residua dovuta alla presenza delle fibre; il carico rimane quasi costante (vicino 210 kN) fino al collasso della trave che è avvenuto per rottura di una barra longitudinale. La distribuzione delle fessure e la formazione della macro fessura è mostrata in figura 8.

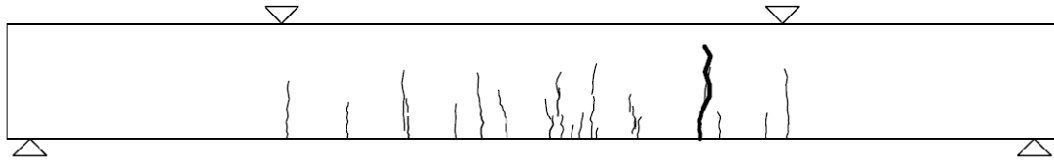


Figura 7: Tests a flessione, Trave rinforzata: distribuzione delle fessure al collasso.



Figura 8: Tests a flessione , Trave rinforzata: distribuzione delle fessure (sinistra) e macro-fessura (destra) vista dall'intradosso della trave.

2.3.3 Discussione dei risultati

L'utilizzo di incamicature in UHPFRCC incrementa la capacità portante della trave di 1.69 volte rispetto a quella della trave di riferimento. Il comportamento post picco della trave incamicata è caratterizzato da un comportamento degradante; tuttavia, alla fine del ramo degradante il carico si stabilizza ad un valore superiore del 30 % al carico della trave non rinforzata. Analizzando le condizioni di esercizio, la suddetta tecnica consente di incrementare inoltre la rigidità dell'elemento strutturale. Assumendo un carico di servizio di 80 kN, corrispondente ad una tensione nella barra di 250 MPa, l'incamicatura di 40 mm in UHPFRCC consente una riduzione della freccia in mezzera da 7 mm a 0,5 mm (riduzione di 14 volte) senza fessure visibili.

3. COMPORTAMENTO ULTIMO DI PILASTRI ESISTENTI IN C.A.

I pilastri degli edifici sono generalmente soggetti ad azioni verticali ed orizzontali, e quindi sollecitati da azioni assiali (N) e momenti flettenti (M). Il comportamento ultimo di tali elementi, sarà quindi analizzato sulla base di domini M-N che rappresentano la combinazione delle azioni interne che portano a collasso la sezione trasversale.

3.1 Ipotesi di calcolo e comportamento ultimo di pilastri non rinforzati

L'elemento di riferimento è un pilastro esistente con sezione quadrata 300x300 mm; 8 barre $\varnothing 16$ costituiscono l'armatura longitudinale (Fig 9). La reale resistenza a compressione del calcestruzzo è pari a 15 MPa, mentre la resistenza di snervamento dell'acciaio è assunta pari a 400 MPa. Tali valori si riscontrano molto spesso in edifici esistenti costruiti negli anni '60 - '70.

Il dominio di resistenza della sezione analizzata è tracciato sulla base delle seguenti ipotesi semplificative:

- planarità delle sezioni;
- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- modellazione di tipo "stress-block" della resistenza del calcestruzzo in compressione.

I coefficienti di sicurezza dei materiali, introdotti dalle attuali normative, sono stati assunti pari ad 1, al fine di simulare il comportamento effettivo dell'elemento esistente.

In Figura 4 è rappresentato il dominio M-N della sezione oggetto di studio. La massima forza di compressione è pari a 1830 kN, mentre il massimo valore del momento flettente puro (in corrispondenza di $N = 0$) è uguale a 60 kNm.

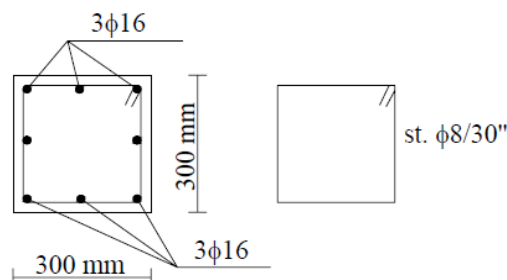


Figura 9: Geometria della sezione analizzata

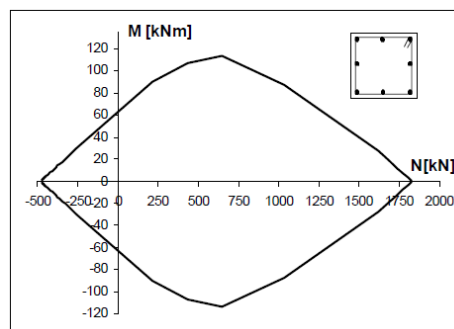


Figura 10: Dominio M-N

3.2 Ipotesi di calcolo e comportamento ultimo di pilastri rinforzati

Il pilastro di riferimento è rinforzato adottando un innovativo calcestruzzo fibroinformato UHPFRCC ad elevate prestazioni. In particolare si analizza l'adozione di una camicia in UHPFRCC di spessore pari a 40 mm. Il materiale composito, già utilizzato per il rinforzo di travi in c.a., come discusso nel Par. 2, è caratterizzato da un comportamento incrudente in trazione e da una elevata resistenza in compressione. Il comportamento ultimo di pilastri rinforzati con la camicia in UHPFRCC è nuovamente analizzato sulla base di domini di interazione M-N. Per la costruzione di tali diagrammi si ritengono valide tutte le ipotesi descritte nel Par. 3.1.; viene inoltre assunta perfetta aderenza tra la sezione esistente e la camicia, in accordo con i risultati sperimentali.

In particolare, come detto, al fine di garantire la perfetta aderenza tra il calcestruzzo esistente ed il materiale innovativo ad alte prestazioni è sufficiente una sabbiatura della superficie esistente che generi una rugosità di circa 1-2 mm. Appare utile evidenziare che non è necessaria alcuna interposizione di resina o primer.

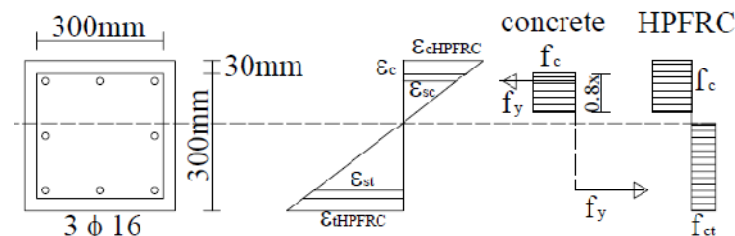


Figura 11: Stress-block del calcestruzzo e dell'UHPFRCC

L'andamento delle tensioni di trazione nel materiale UHPFRCC è ipotizzato costante lungo la zona tesa, in accordo le linee guida CNR DT 204 ; per le tensioni in compressione è assunta la classica ipotesi di "stress-block" (Fig. 11).

Anche in questo caso, al fine di studiare il comportamento reale della sezione, i coefficienti di sicurezza parziali sono assunti pari all'unità. In Figura 12 il dominio della sezione incamiciata è posto a confronto con quello della sezione non rinforzata. Appare evidente il notevole incremento di resistenza dovuto all'applicazione del materiale composito UHPFRCC. In particolare la massima forza di compressione (6211 kN) è maggiore di circa quattro volte rispetto a quella sopportabile dalla sezione non rinforzata. L'incremento di momento flettente puro è di circa il 100%, essendo il valore di M per il pilastro incamiciato, in assenza di N, pari a circa 170 kNm.

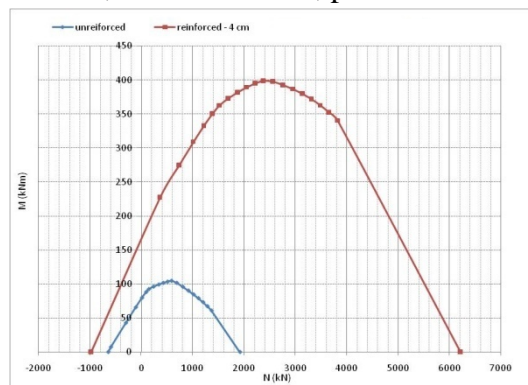


Figura 12: Dominio M-N del pilastro incamiciato con UHPFRCC

3.3 Un esempio di progetto di adeguamento sismico con utilizzo di UHPFRC

La struttura oggetto dell'intervento è costituita da un edificio di 2 piani fuori terra, sede di una scuola elementare, realizzato in calcestruzzo armato (Fig. 13). In seguito all'entrata in vigore dell'Ord. 3274 sono state eseguite una serie di indagini sulla struttura al fine di raggiungere un Livello di Conoscenza 2. In particolare sono state eseguite prove di compressione su carote di diametro 80 mm, battute sclerometriche, prove di estrazione ed ultrasoniche per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, risultata pari a 11 MPa.

Il successivo calcolo strutturale ha mostrato che la struttura non risultava verificata nei confronti delle azioni da normativa ed occorreva un intervento.

Si è scelto di eseguire un intervento di adeguamento sismico, rendendo la struttura conforme alle verifiche per il grado di sismicità del sito, così come indicato in Normativa (zona sismica 2). L'intervento di adeguamento ha previsto il rinforzo delle travi all'estradosso con fibre in carbonio ed il rinforzo dei pilastri (gli elementi che risultavano più critici) con una camicia in calcestruzzo ad alte prestazioni di 40 mm di spessore come suggerito da precedenti ricerche [4-5-6].

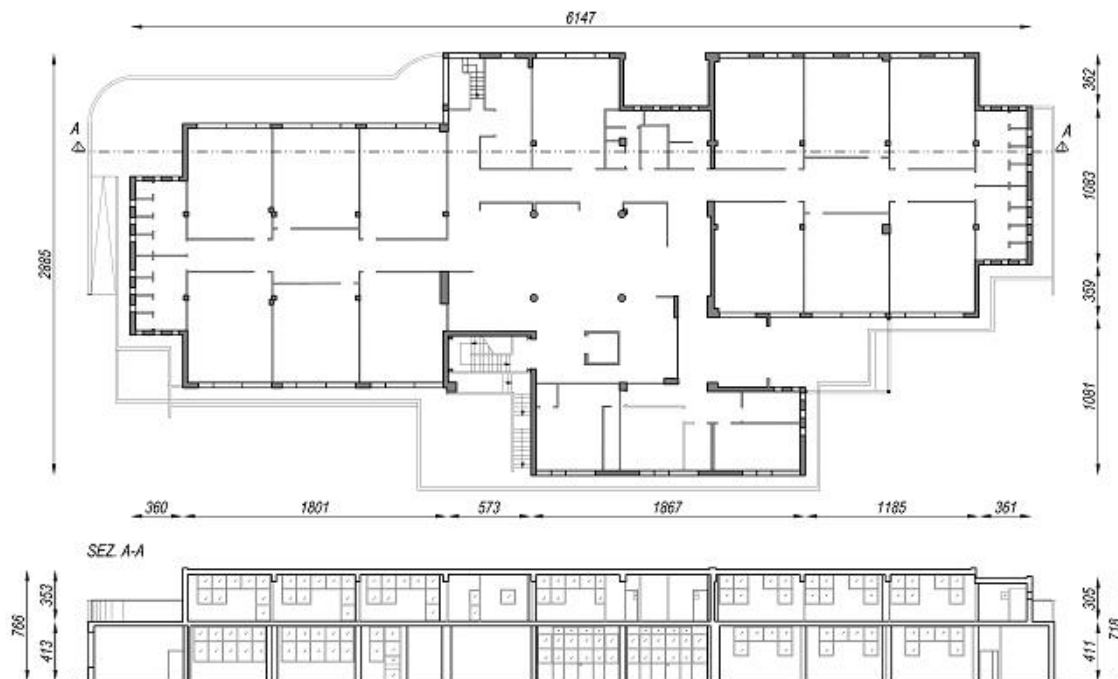


Figura 13: Scuola elementare “De Amicis” sita in comune di Zagarolo, oggetto dell'intervento.

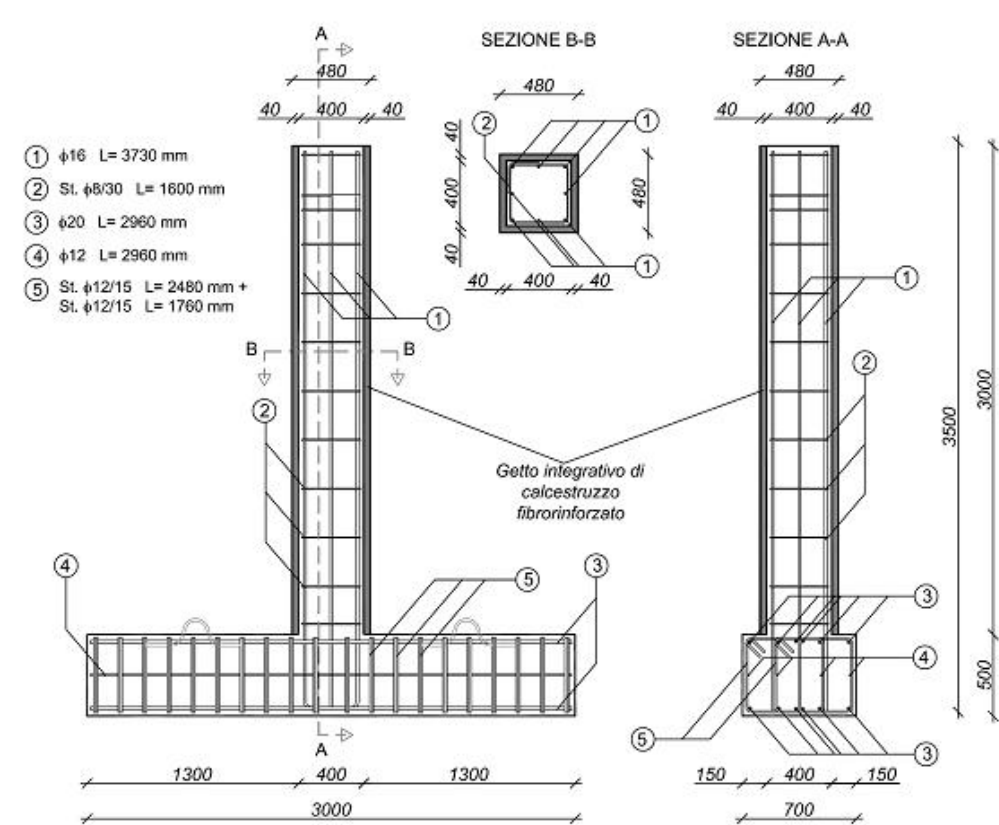


Figura 14: Geometria e dettagli costruttivi del pilastro.

Il progetto è stato eseguito nel 2007, quindi rispettando le indicazioni del DM 2005. Per quanto riguarda il rinforzo in calcestruzzo fibrorinforzato UHPFRCC si è fatto riferimento alle recenti linee CNR DT-204. Con l'entrata in vigore del DM 2008 il documento CNR DT-204 è divenuto documento di comprovata validità ed è citato nel Decreto ministeriale.

Trattandosi del primo intervento di adeguamento con questa tecnologia innovativa, il progetto è stato sottoposto alla valutazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che ha richiesto alcune prove preliminari al fine valutare l'efficacia della soluzione proposta.

E' stata richiesta la realizzazione di un pilastro e di un nodo trave-pilastro con le stesse dimensioni degli elementi presenti nell'edificio. Le prove avevano lo scopo, oltre che di valutare il buon funzionamento dal punto di vista strutturale, anche di dimostrare l'applicabilità tecnologica di un getto di così ridotto spessore. Dopo la realizzazione degli elementi e del loro rinforzo, si è provveduto alle prove sperimentali, inizialmente applicando le azioni sollecitanti di progetto (così come richiesto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici). Successivamente le prove sono proseguite portando gli elementi a collasso. In questa sede viene presentata e discussa la prova eseguita sul pilastro.

Occorre fin d'ora ricordare che la scelta dell'intervento proposto è vantaggiosa non solo dal punto di vista tecnologico e strutturale, ma anche dal punto di vista economico.

3.3.1 Prova sperimentale

Al fine di soddisfare le richieste progettuali, è stato realizzato un pilastro di sezione 400x400 mm ed altezza 3.0 m (Fig. 14). L'armatura (8 Ø16 longitudinali e staffe Ø8/300 mm) è in accordo con quanto determinato con le indagini eseguite sull'edificio.

Una volta eseguito il getto del pilastro, si è proceduto, dopo 14 giorni di maturazione, ad una idro-sabbatura superficiale al fine di incrementare l'aderenza del successivo getto del rinforzo. Il pilastro è stato poi posizionato sul banco di prova (Fig. 16) ed è stato caricato applicando un'azione assiale pari a 170 kN, ossia l'azione dovuta ai soli carichi permanenti così come definito in progetto, utilizzando due martinetti idraulici (Fig. 16). Questo per simulare la situazione reale nella quale il pilastro non è completamente "scarico" prima di eseguire il rinforzo.

Si è quindi provveduto al getto di rinforzo di 40 mm di spessore con calcestruzzo ad alte prestazioni fibrorinforzato. L'UHPFRCC utilizzato è un autolivellante con resistenza a compressione di 130 Mpa ed ha un comportamento a trazione parzialmente incrudente con resistenza di 8.5 Mpa.



Figura 15: Realizzazione del provino.

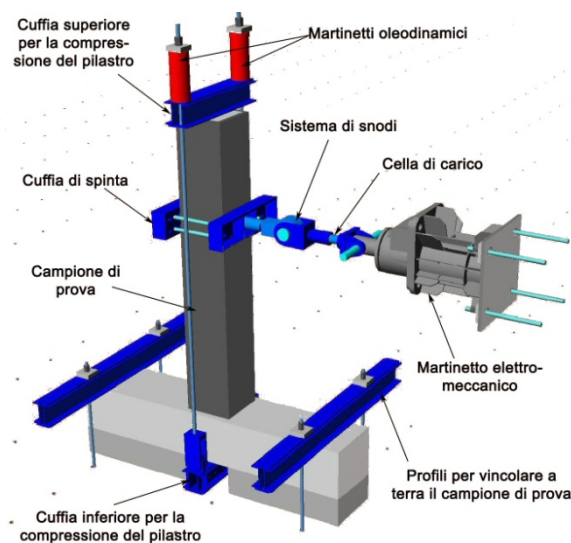


Figura 16: Sistema di prova utilizzato.

Al fine di garantire il collegamento della camicia di rinforzo alla base del pilastro si è provveduto a formare uno scasso di 50 mm di spessore nel basamento di fondazioni ed ad inserire nel primo tratto di 150 mm una rete di acciaio $\varnothing 2\text{mm}/20\text{mm}/20\text{mm}$ la cui efficacia è stata mostrata in altre ricerche. La stessa rete è stata inserita a metà altezza del pilastro, in corrispondenza della ripresa di getto.

Dopo sette giorni di maturazione è stata allestita la prova sperimentale.

Come mostrato in Figura 16, il basamento del pilastro è stato ancorato al pavimento del laboratorio con quattro barre ad elevata resistenza. Alle barre è stata applicata una pretensione in modo da impedire scorrimenti e rotazioni del basamento.

Si è provveduto poi ad incrementare il carico assiale dai 170 kN iniziali a 645 kN, valore dell'azione assiale corrispondente alla situazione di carico di progetto più critica. Successivamente è stata avviata la prova ciclica sottoponendo il campione di prova a cicli di carico orizzontale di ampiezza crescente, utilizzando un martinetto elettromeccanico, fissato alla parete di contrasto e collegato al pilastro con un sistema di snodi. Tra martinetto e pilastro è posizionata una cella di carico per la misura delle azioni applicate. L'azione orizzontale è stata applicata ad una quota pari a 2 m rispetto alla base superiore della fondazione del pilastro, in modo da avere la combinazione di taglio e momento flettente al piede del pilastro prevista dal progetto.

Per la misura degli spostamenti orizzontali (in corrispondenza della sommità del pilastro e del punto di applicazione del carico orizzontale) e delle rotazioni alla base è stata utilizzata una serie di strumenti potenziometrici lineari.

Inizialmente è stata applicata un'azione orizzontale in grado di simulare le azioni massime di progetto (azione assiale $N = 645\text{ kN}$, momento flettente $M = 144\text{ kNm}$ e taglio $V = 72\text{ kN}$). In questa fase sono stati eseguiti cinque cicli di carico orizzontale applicando quindi, ad azione assiale costante, massimo momento flettente e taglio nelle due direzioni. Sotto queste azioni il pilastro non ha mostrato segni di apprezzabile danneggiamento e non si è avuta nessuna fessurazione nella camicia di rinforzo. A conferma, il comportamento dell'elemento strutturale è risultato di tipo elastico lineare.

La scelta di applicare il carico orizzontale non in sommità al pilastro ma ad un'altezza pari a 2 m dalla faccia superiore della fondazione è stata motivata dalla necessità di ottenere la combinazione di taglio e momento richiesta per la prova. La realizzazione di un pilastro alto 3 m trova giustificazione nella necessità di valutare la bontà dell'intervento di rinforzo, non solo dal punto di vista del funzionamento strutturale, ma anche dal punto di vista della fattibilità.

In Figura 17 è mostrata la curva carico orizzontale spostamento misurato in corrispondenza del punto di applicazione del carico per i carichi massimi previsti in progetto.

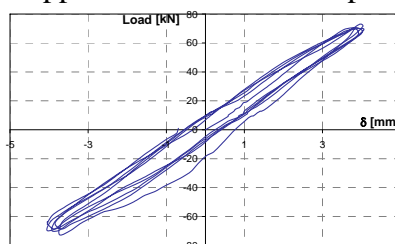


Figura 17: Curva carico applicato rispetto allo spostamento del punto di applicazione del carico fino alla combinazione dei carichi di progetto.

Al fine di verificare le effettive potenzialità della tecnica di intervento, si è deciso di proseguire la prova applicando al campione cicli di carico orizzontale di ampiezza crescente fino al collasso.

Sono stati quindi eseguiti dei cicli di carico raddoppiando inizialmente lo spostamento raggiunto nella fase iniziale allo scopo di individuare il punto di snervamento strutturale, che si ha per una carico orizzontale pari a circa 115 kN, a cui corrisponde un momento flettente pari 230 kNm, circa 1,6 volte superiore al valore massimo di progetto.

Individuato il punto di snervamento strutturale ed il corrispondente spostamento δ_y (misurato in corrispondenza del punto di applicazione del carico) pari a 14 mm si è proseguito applicando cicli di spostamento di ampiezza crescente proporzionale al *drift* a snervamento, pari allo 0.7%, ossia al rapporto tra spostamento del punto di applicazione di carico ed il suo braccio (2 m). Sono stati applicati tre cicli di carico a un drift pari a $\pm 0.7\%$, un ciclo a $\pm 1\%$, tre cicli a $\pm 1.5\%$, un ciclo a $\pm 1.75\%$, tre cicli a $\pm 2\%$ e successivamente tre cicli per ogni incremento di drift dell'1% fino a collasso. La storia di carico (spostamento imposto) utilizzata è riassunta in Figura 18, dove è segnato il limite di duttilità, pari a $6\delta_y$ associato al fattore di struttura per strutture a telaio ad alta duttilità richiesto dalla normativa.

I risultati della prova sono mostrati in Figura 19.

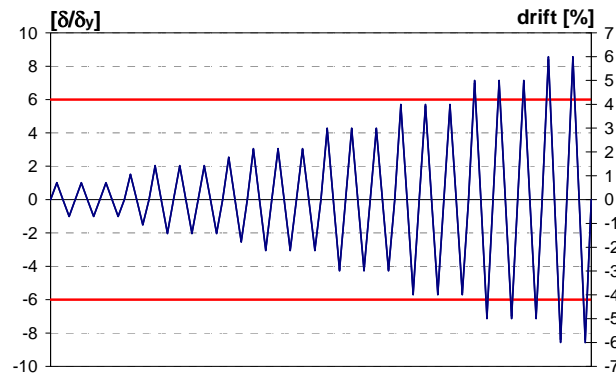


Figura 18: Storia di carico.

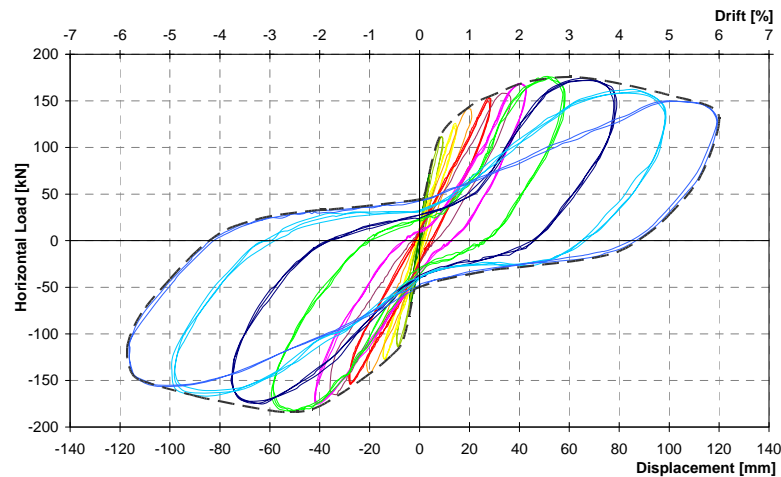


Figura 19: Curva carico applicato rispetto allo spostamento del punto di applicazione del carico per cicli crescenti fino a collasso.

3.4 Confronti con altre tecniche di rinforzo

Di seguito un confronto in termini prestazionali (figura 20) e geometrici (figura 21) del rinforzo con tecnologia UHPFRCC in confronto ad altre tecnologie di rinforzo ed in particolare le incamiciature armate e le camicie in acciaio. Come si può vedere, la tecnologia di rinforzo in UHPFRCC consente di ottenere le prestazioni massime riducendo al minimo l'invasività dell'intervento, senza necessità di strati protettivi al fuoco e intonacatura.

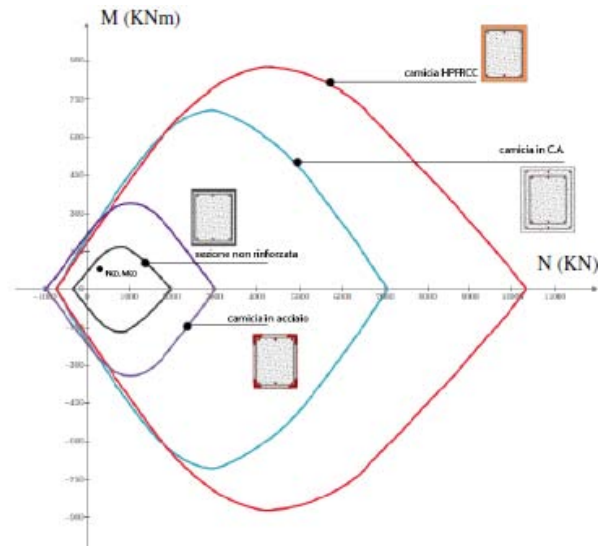


Figura 20: Dominio M-N del pilastro incamiciato con UHPFRCC in confronto con camicie in C.A. e camicia in acciaio

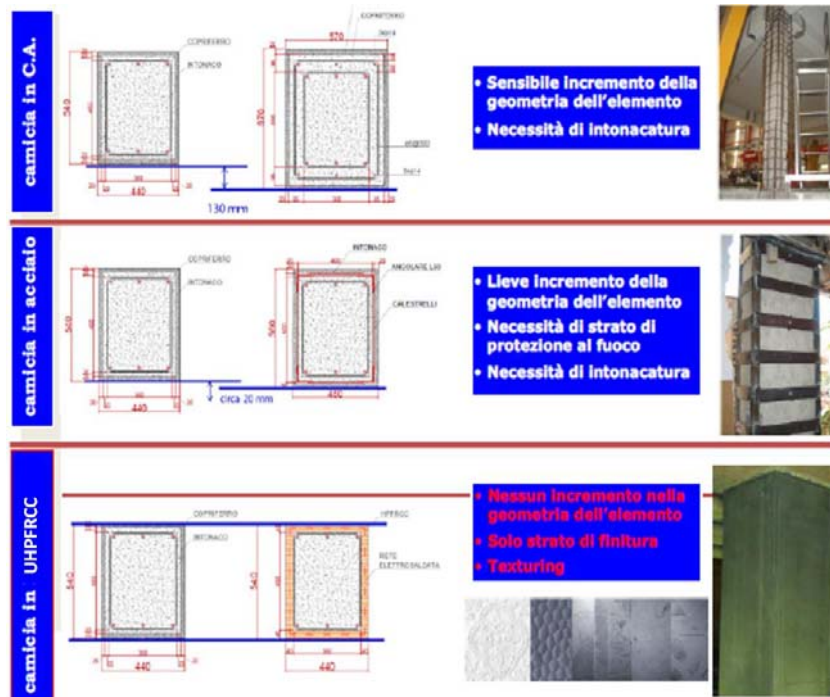


Figura 21: Confronto geometrie pilastro incamiciato con UHPFRCC, camicie in C.A. e camicie in acciaio

4. REALIZZAZIONE DI STRUTTURE IN UHPFRCC

Un altro UHPFRCC (Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite) è stato utilizzato per la realizzazione di un ponte di sovrappasso autostradale.

Il progetto originale prevedeva la presenza nella soletta d'impalcato di trefoli di post-tensione e sezioni geometriche rilevanti.

L'utilizzo di un UHPFRCC self compacting concrete con una resistenza a compressione di 116 MPa, flessotrazione di 24 MPa, modulo elastico 38 GPa, elevata energia di frattura e studiato per ottenere un perfetto faccia a vista, ha consentito di ridurre notevolmente la geometria delle sezioni strutturali e il quantitativo dei ferri, senza necessità di posizionamento di trefoli di post-tensione nell'impalcato.



BIBLIOGRAFIA

- [1] OPCM 3274, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, 20 marzo 2003.
- [2] EN1992-1-1, “Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”, December 2004.
- [3] Martinola G., Meda A., Plizzari G.A., Rinaldi Z. (2010). “Strengthening and Repair of R/C Beams with Fibre-Reinforced Concrete”. *Cement and Concrete Composites*, V.32, No.9, 731-739.
- [4] G. MARTINOLA, A. MEDA, G.A. PLIZZARI, Z. RINALDI, "An application of high performance fiber reinforced cementitious composites for R/C beams strengthening", FRAMCOS 6. Catania (Italy). 18-21 June 2007.
- [5] A. MEDA, G.A. PLIZZARI, Z. RINALDI, G. MARTINOLA, “Strengthening of R/C existing columns with high performance fiber reinforced concrete jacket”, 2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation, and Retrofitting. Cape Town (South Africa). 21-23 novembre 2005.
- [6] C. BESCHI, S. MARINGONI, A. MEDA, P. RIVA, F. SIMONELLI, “Utilizzo di incamiciature in calcestruzzo ad alte prestazioni per il rinforzo di pilastri in un intervento di adeguamento sismico”. 17° Congresso C.T.E. Roma, 6-8 novembre 2008.

