

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Edile**

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi del comportamento strutturale di elementi in calcestruzzo fibro-rinforzato



Relatore

Prof. Alessandro Pasquale Fantilli

Candidato

Simone Barile

Indice

Abstract	2
Introduzione	3
Capitolo 1 - Rinforzo di strutture in cemento armato	5
1.1 Meccanismi di collasso strutturale.....	5
1.2 Normativa di riferimento per interventi di rinforzo strutturale di c.a.	7
1.3 Tipologie di rinforzo del nodo trave-pilastro in strutture in c.a.....	9
1.4 Incamiciatura in acciaio.....	14
1.5 Sistema CAM.....	17
Capitolo 2 - Incamiciatura pilastri	20
2.1 Incamiciatura in cemento armato di pilastri.....	20
2.2 Comportamento dell'interfaccia tra Core e Jacket.....	23
2.3 Modello analitico per gli elementi incamiciati in cemento armato sotto condizioni cicliche di carico.....	28
2.4 Definizione dell'algoritmo della storia momento-curvatura.....	31
2.5 Impiego di HPFRC per incamiciatura di pilastri e per altri interventi di natura strutturale.....	33
2.6 Inquadramento normativo dei calcestruzzi fibro-rinforzati.....	37
Capitolo 3 - Costruzione dei domini di interazione di un pilastro incamiciato	40
3.1 Introduzione al caso di studio.....	40
3.2 Incamiciatura in c.a. – Caso di totale aderenza tra core e jacket.....	41
3.3 Incamiciatura in c.a. – Caso di mancata aderenza tra core e jacket.....	51
3.4 Incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato: EXOCEM FCC.....	57
3.5 Incamiciatura del pilastro con EXOCEM FCC- Caso di completa aderenza tra core e jacket.....	60
3.6 Incamiciatura del pilastro con EXOCEM FCC- Caso di mancata aderenza tra core e jacket.....	65
3.7 Incamiciatura pilastro con EXOCEM FCC: Caso di assenza di barre di armatura nel Jacket.....	70
3.8 Confronti.....	72
Capitolo 4 – Analisi dei costi dell'intervento di incamiciatura di un pilastro	75
4.1 Computo metrico estimativo dei casi di studio analizzati.....	75
4.2 Confronto economico per unità di resistenza dei casi di studio.....	79
4.3 Confronto economico delle diverse tipologie di incamiciatura in un caso reale.....	82
Capitolo 5 – Confronto con prove sperimentali	88
5.1 Comportamento di colonne in calcestruzzo fibro-rinforzato ad alte prestazioni sottoposte a diverse condizioni di carico.....	88
5.2 Proprietà dei materiali impiegati, test preliminari e procedura del test.....	90
5.3 Analisi dei risultati delle prove.....	91
5.4 Costruzione del dominio di interazione e confronto con i punti sperimentali.....	95
Capitolo 6 – Conclusioni	99

Abstract

Lo studio condotto in questo lavoro di tesi mira ad analizzare il comportamento strutturale di pilastri rinforzati mediante la tecnica dell'incamiciatura.

Vengono realizzati dei confronti di natura resistiva e di natura economica tra i pilastri incamiciati in c.a. e pilastri incamiciati con compositi fibro-rinforzati.

Tali confronti mirano essenzialmente alla valutazione di quali siano i vantaggi e gli svantaggi delle due tipologie di incamiciatura attraverso la costruzione dei domini di interazione degli elementi rinforzati.

È stato inoltre condotto uno studio relativo al livello di interazione che sussiste tra il pilastro esistente e la camicia di rinforzo a partire dall'analisi di due situazioni limite.

Nella prima si è supposta una condizione di completa aderenza tra il pilastro esistente e la camicia e nel secondo invece si è considerata l'assenza di aderenza tra i due elementi.

I risultati ottenuti dalle analisi condotte hanno dimostrato come l'impiego di compositi fibro-rinforzati determina un incremento notevole della resistenza dell'elemento rinforzato rispetto all'utilizzo di calcestruzzi ordinari a dispetto di un costo discretamente elevato della materia prima impiegata.

Dall'analisi dei risultati si evince in ogni caso che l'incamiciatura con compositi fibro-rinforzati risulta essere un ottimo compromesso tra l'incremento di resistenza offerto e il costo dell'intervento.

Introduzione

La tecnica dell'incamiciatura di elementi strutturali in c.a. viene fortemente impiegata a seguito del deterioramento dell'elemento strutturale dovuto, per esempio, alla corrosione delle armature o legato all'insorgenza di diversi fenomeni di natura fisico-chimica.

In questo lavoro di tesi viene proposta un'analisi comparativa di diverse tipologie di incamiciatura come quella in c.a. con l'inserimento di armatura all'interno della camicia e incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato sia con l'inserimento di barre di armatura che senza, confrontando l'incremento resistivo offerto da queste tre tipologie di incamiciatura con la resistenza iniziale dell'elemento strutturale.

In particolar modo il confronto viene eseguito valutando il dominio di interazione M-N del pilastro previa incamiciatura e dopo l'incamiciatura analizzando i casi precedentemente esposti.

Il dominio di interazione dell'elemento strutturale viene determinato per via sperimentale e in maniera semplificata, cioè basandosi sull'analisi di quattro punti principali, ciascuno corrispondente ad un preciso profilo deformativo dell'elemento considerato e dai quali sarà quindi possibile desumere il cosiddetto dominio di interazione.

I domini di interazione vengono determinati secondo due tipologie di analisi: la prima che assume una condizione di perfetta aderenza tra il pilastro esistente e la nuova camicia realizzata (sezione monolitica), e la seconda che invece considera la mancata aderenza tra il pilastro esistente e la camicia, ipotizzando che essi resistano alla sollecitazione come due elementi strutturali distinti (sezione sconnessa). Tali tipologie di analisi vengono condotte per analizzare sostanzialmente le due situazioni limite che caratterizzano questa tipologia di intervento.

Per poter eseguire una corretta valutazione delle diverse tipologie di incamiciatura è necessario analizzare in maniera specifica i materiali impiegati cogliendone le differenze sostanziali.

Il calcestruzzo fibro-rinforzato è un materiale composito, appartenente alla famiglia dei calcestruzzi speciali, costituito da una matrice di calcestruzzo ordinario al quale vengono aggiunti in maniera omogenea elementi fibrosi, che rappresentano il cosiddetto rinforzo della matrice cementizia. In particolar modo è stata focalizzata l'attenzione su un particolare composito premiscelato fibro-rinforzato con fibre polimeriche, studiato per il miglioramento sismico e il rinforzo delle strutture in c.a. anche senza l'impiego di armatura aggiuntiva.

Il mancato impiego di armatura aggiuntiva nelle camicie in calcestruzzo fibro-rinforzato deriva dal fatto che le fibre polimeriche aggiunte alla matrice cementizia assolvono il compito di resistere agli sforzi di trazione sostituendo sostanzialmente il contributo offerto dall'armatura metallica.

Generalmente gli elementi fibrosi possono essere di diversa natura come acciaio, plastica, metallo, vetro. La presenza quindi di tali fibre all'interno della matrice cementizia riduce la propagazione delle fessurazioni dovute al fenomeno di ritiro igrometrico grazie all'azione di cucitura che esse assolvono. Le fibre inoltre molto spesso offrono vantaggi anche di altre natura come maggiore resistenza agli urti, alla fatica e allo stress termico.

Il lavoro di tesi viene quindi articolato in 6 capitoli all'interno dei quali viene affrontata innanzitutto la tematica del rinforzo strutturale, dei principali metodi di rinforzo con particolare attenzione nei confronti dell'incamiciatura.

Successivamente si entra nel vivo della tematica analizzando materiali e modelli proposti per l'incamiciatura dei pilastri, valutando inoltre i domini di interazione e come sono stati ottenuti. Vengono inoltre realizzati dei confronti con prove sperimentali effettuate su provini di

calcestruzzo fibro-rinforzato soggetti sia unicamente a compressione assiale che a flessione retta, valutando il comportamento di ciascun provino in relazione alle tipologie di fibre impiegate per la realizzazione dello stesso.

Infine viene effettuata una valutazione del calcestruzzo fibro-rinforzato impiegato per l'incamiciatura del pilastro analizzato, confrontando quindi i risultati, in termini di resistenza, ottenuti dall'analisi sperimentale effettuata su tutti i modelli considerati.

Si procede inoltre ad una valutazione di tipo economico, confrontato le tre tipologie di incamiciature proposte effettuando così un'analisi dei costi degli interventi considerati, con ulteriori considerazioni che tengono in conto sia dell'incremento resistivo offerto dalle soluzioni proposte che dell'aspetto puramente economico.

Capitolo 1 - Rinforzo di strutture in cemento armato

1.1 Meccanismi di collasso strutturale

Nel periodo immediatamente successivo alla seconda guerra mondiale, ed in particolare nel ventennio che va dal 1950 al 1970, gli edifici che sono stati costruiti, sono stati realizzati senza un'opportuna normativa antisismica. Infatti la maggior parte di essi sono stati edificati tenendo in conto unicamente dei carichi gravitazionali. A ciò si aggiunge la realizzazione di edifici estremamente irregolari in pianta e con pilastri di sezione ridotta rispetto a quella delle travi. Ciò ovviamente altera la cosiddetta "Gerarchia delle Resistenze" la quale prevede, contrariamente a quanto detto precedentemente, che si preferisce la rottura di elementi trave rispetto ad elementi pilastro per evitare il collasso della struttura stessa (trave debole-pilastro forte). A tutto ciò si aggiungono fenomeni di degradamento delle barre di armature, soggette nel corso del tempo a fenomeni di corrosione, soprattutto in presenza di sali o di sostanze aggressive.

Per ragioni di questa natura infatti si ricorre al rinforzo di strutture in cemento armato e principalmente per evitare il collasso di strutture esistenti e il loro conseguente adeguamento sismico. Nonostante le prime disposizioni normative, relative all'adeguamento sismico delle strutture siano state introdotte dopo il terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908, solo ai giorni nostri è stato introdotto il concetto di sfruttamento delle capacità dissipative di una struttura, criterio che, insieme a quello di "gerarchia delle resistenze", viene messo in atto per la progettazione di edifici ex-novo.

Si può descrivere come comportamento ottimale da parte della struttura nei confronti dell'azione sismica quando si innescano dei meccanismi di rottura globale, quindi che riguardano essenzialmente la totalità della struttura. In particolar modo l'energia sismica che si innesca a seguito di un sisma viene dissipata a seguito della formazione di cerniere plastiche all'estremità degli elementi strutturali.

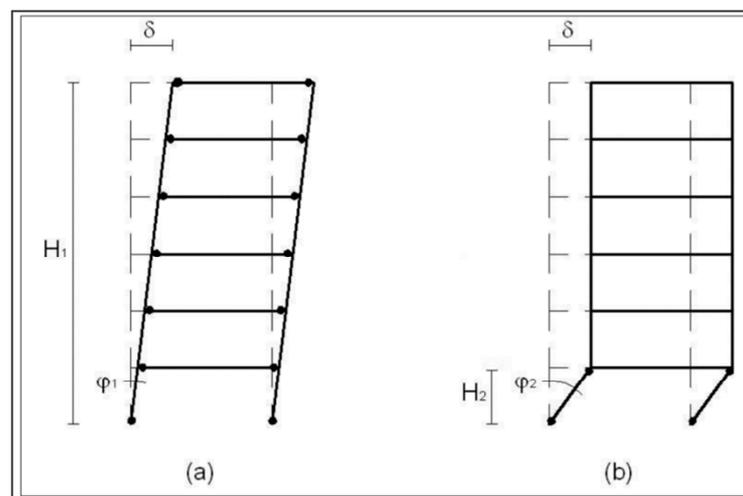


Figura 1 - Meccanismi di collasso

La formazione di queste cerniere plastiche deve essere tutt'altro che casuale, anzi deve avvenire precisamente in un certo ordine, proprio per evitare che possano esserci dei collassi a livello locale scaturendo di conseguenza dei meccanismi di rottura fragile.

Per ciò che invece riguarda gli edifici esistenti la tipologia di meccanismo più diffusa è quella indicata nella figura 1b. Tale tipologia di collasso viene definita “collasso di piano” che indica sostanzialmente uno schema strutturale all’interno del quale abbiamo travi forti e pilastri deboli, esattamente il contrario di ciò che indica la teoria della gerarchia delle resistenze. In questa tipologia di collasso sono interessati prevalentemente i pilastri di un piano solo.

Il coinvolgimento, nel meccanismo di collasso, dei soli pilastri appartenenti ad unico piano determina un incremento di deformazione sui pilastri stessi e quindi di conseguenza la possibilità di esplicitare da parte di tali elementi una minore capacità dissipativa. I pilastri maggiormente coinvolti in queste tipologie di collasso sono quelli del piano terra. Un loro comportamento non duttile è in grado di compromettere la stabilità dell’intera struttura.

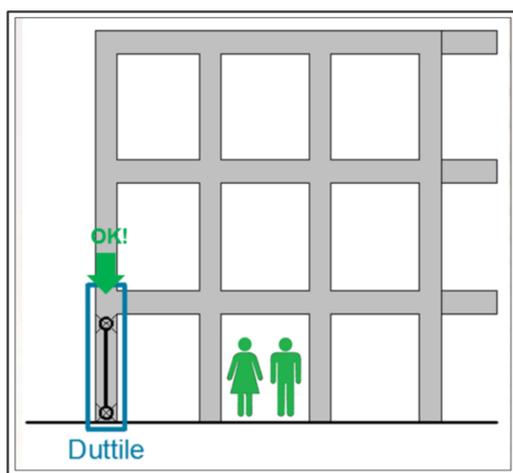


Figura 2- Comportamento Fragile

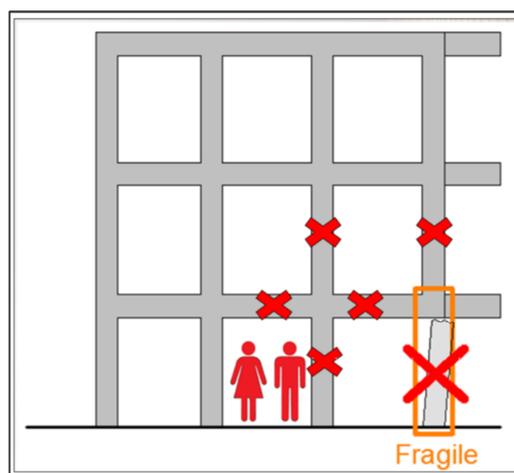


Figura 3- Comportamento duttile

L’innesco di meccanismi di rottura di tipo duttile consente agli elementi strutturali di avere delle residue capacità di resistenza ai carichi verticali evitando così il collasso. Quando invece si innesca un meccanismo di rottura fragile, questo oltre a non dare alcun segno premonitore, determina la possibilità di sequenze di collasso di altri elementi strutturali adiacenti a quello caratterizzato da rottura fragile, come quello mostrato in figura. Ciò potrebbe determinare il collasso dell’intera struttura.

La distinzione di questi due principali comportamenti da parte della struttura in c.a. è necessaria ai fini di una corretta e valida progettazione antisismica. Gli attuali codici sismici infatti, considerano come requisito fondamentale per una corretta progettazione quello di garantire che, a seguito di sisma di carattere distruttivo, il sistema strutturale riesca a dissipare una certa quantità di energia evitando il raggiungimento del collasso.

È necessario quindi che le strutture, per rispettare questo requisito imprescindibile, debbano essere progettate con un’adeguata duttilità globale che permetta loro di far fronte ad eventi imprevedibili come un sisma. Per duttilità intendiamo quindi la capacità di una struttura di subire deformazioni elastoplastiche senza delle perdite rilevanti della capacità portante. Per tale ragione risulta fondamentale garantire un approccio progettuale che si definisce “multilivello”. Tale approccio prevede che le strutture resistano a:

- Sismi di bassa entità senza riportare danni importanti
- Sismi di media entità riportando danni rimediabili
- Sismi di elevata entità evitando il collasso

1.2 Normativa di riferimento per interventi di rinforzo strutturale di c.a.

Per il progetto ex-novo di un edificio e soprattutto per il rispetto della normativa sismica si fa riferimento al DM 14 gennaio 2018 (NTC08), il quale definisce i criteri progettuali, esecutivi, collaudativi delle costruzioni e tratta inoltre il non facile problema riguardate gli edifici esistenti. Gli edifici esistenti che posseggono un valore strategico hanno l'obbligo del rispetto, almeno dei livelli minimi di sicurezza definiti all'interno della normativa vigente. Tra gli edifici, definiti come strategici rientrano ovviamente anche le scuole e inoltre in accordo con l'ordinanza del PCM 3274/2003, il territorio italiano è stato suddiviso in 4 categorie in relazione al rischio sismico.

Secondo le NTC08 è possibile definire tre tipologie di intervento:

- interventi di adeguamento, necessari a garantire il rispetto dei livelli di sicurezza prescritti all'interno del NTC08;
- interventi di miglioramento, necessari a garantire l'aumento del livello di sicurezza esistente sull'edificio senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalla normativa;
- riparazioni o interventi locali, mirati su elementi isolati e che garantiscono comunque un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti;

In particolar modo la Circolare applicativa n. 617 del 2 febbraio 2009 definita come "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" definisce cosa si intende per riparazione o intervento locale e cosa si intende invece per intervento di miglioramento. Essa recita:

"Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto"

Per ciò che invece concerne la riparazione o gli interventi di natura locale recita:

"Gli interventi locali riguardano singole parti e/o elementi della struttura e interessano porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza possono essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati a documentare che, rispetto alla configurazione iniziale, non siano prodotte modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. Rientrano, inoltre, in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità e di peso".

All'interno della normativa tecnica viene definito l'obbligo di una valutazione sismica dell'edificio esistente nei seguenti tre casi:

- ampliamento dell'edificio esistente o realizzazione di interventi di sopraelevazione;
- cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio esistente con un aumento dei carichi in fondazione maggiori del 10%;
- interventi strutturali mirati alla trasformazione dell'organismo edilizio, che diventa per tale ragione diverso dal suo antecedente;

Tuttavia a seguito del sisma avvenuto in Abruzzo il 6 Aprile 2009 è stata redatta all'interno dell'OPCM 3779 del Giugno 2009 una linea guida con modalità e criteri per la progettazione

riguardante la realizzazione di interventi di rinforzo strutturale e non; sono presenti inoltre altri chiarimenti e dettagli riguardanti le diverse tipologie di intervento negli Indirizzi del 17 Luglio 2009.

In particolare modo è possibile individuare 4 macro categorie di interventi di rinforzo sugli edifici esistenti:

- riparazione di elementi non strutturali danneggiati;
- riparazione locale di elementi strutturali;
- interventi su tamponature interne e paramenti esterni atti ad evitare crolli che mettano a repentaglio l'incolumità delle persone;
- interventi di rafforzamento locali di singole parti e/o elementi di strutture in c.a. e in muratura;

Nella realizzazione di interventi di rafforzamento locale bisogna effettuare uno studio complessivo di tutte le caratteristiche delle parti strutturali e non strutturali, a prescindere dalla tipologia di intervento e in relazione all'entità del danno esistente, in maniera tale da poter eliminare o per lo meno ridurre le carenze che possono mettere a rischio l'intera struttura. Quindi un'analisi di tipo quantitativo mira essenzialmente ad incrementare la resistenza o la duttilità di un determinato elemento a seguito dell'intervento di rafforzamento locale.

Da un'attenta analisi qualitativa delle carenze strutturali dell'edificio studiato si possono poi definire l'insieme di interventi che devono essere realizzati a livello locale, scegliendo ovviamente la tipologia di intervento più idonea anche in relazione all'aspetto economico e all'aspetto esecutivo, cioè tenendo conto della geometria dell'elemento analizzato e al grado di correlazione che sussiste tra tale elemento e quelli adiacenti ad esso.

Pur effettuando un intervento di natura locale è comunque necessario garantire un miglioramento del comportamento sismico dell'intera struttura, pur non essendo comunque necessaria un'analisi della sicurezza a livello globale per la struttura. Il progettista deve quindi garantire:

- riduzione della possibilità di realizzazione di meccanismi di rottura fragile, come:
 - rottura del nodo trave-pilastro, a seguito dell'azione trasmessa dalla trave al pilastro stesso;
 - rottura del collegamento nodo-pilastro inferiore, per fenomeni o di taglio o di scorrimento;
 - rottura per taglio delle travi nella loro sezione terminale;
 - rottura per taglio dei pilastri corti, i quali si trovano solitamente nelle scale;
- aumento della duttilità delle sezioni terminali dei pilastri, ove vi sono elevate richieste di duttilità.

I nodi a quali precedentemente si è fatto riferimento sono quelli riguardanti i pilastri ad angolo o comunque dei pilastri esterni dove vi sono grandi richieste di duttilità e questo perché tali pilastri sono soggetti all'azione spingente delle tamponature esterne e anche perché tali nodi sono soggetti a effetti torsionali.

Per ciò che riguarda le strutture in cemento armato risulta frequente la realizzazione di interventi di natura locale sulle travi. Può accadere infatti, che a causa di un sisma vi possano essere dei danni in corrispondenza della mezzera della trave a causa dell'azione combinata di carichi verticali e del sisma. Tali danni spesso sono dovuti ad una inadeguatezza strutturale della trave. Risulta quindi necessario intervenire sull'elemento strutturale per poterne migliorare il comportamento a flessione e/o a taglio incrementando di conseguenza la capacità portante della trave. Risulta tuttavia necessario non incrementare il momento resistente della trave in corrispondenza del nodo con il pilastro per evitare l'insorgere di fenomeni di collasso legati a pilastri deboli e travi forti.

1.3 Tipologie di rinforzo del nodo trave-pilastro in strutture in c.a.

Tra le diverse tipologie di intervento che prendiamo inizialmente in considerazione sono quelle che riguardano i nodi trave pilastro non confinati, che sono quelli collocati perimetralmente nella struttura quali per esempio i nodi ad angolo. Tra le diverse soluzioni che possono essere adottate per il rinforzo locale di nodi trave-pilastro non confinati ci sono l'incamiciatura in acciaio, la placcatura e fasciatura con materiali compositi, il sistema CAM (cerchiatura attiva di manufatti). La normativa che regola questi interventi è ovviamente la NTC08 e la relativa circolare n.617 del 2 febbraio 2009. Quando invece vengono impiegati materiali compositi, come per esempio i calcestruzzi fibro-rinforzati, la normativa di riferimento è la CNR-DT200 e le Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Normalmente gli interventi di rafforzamento dei nodi trave-pilastro al fine di determinare un ottimo comportamento globale della struttura oltre a garantire un incremento della duttilità, determinano anche un incremento della resistenza a taglio sia delle travi che dei pilastri che convergono nel nodo nelle loro sezioni terminali.



Figura 4-Lesione pseudo-orizzontale nell'attacco pilastro-pannello



Figura 5-Lesione diagonale pannello



Figura 6- Nodo danneggiato dal sisma



Figura 7-Particolare nodo trave-pilastro

➤ **Incremento della capacità portante del nodo e della sezione terminale del pilastro nei confronti dell'azione tagliante della tamponatura**

Osservando le foto precedentemente illustrate (Fig.4 – Fig.7) si denota come l'azione tagliante può causare danni importanti al nodo, determinando una fessura diagonale sul pannello di nodo e una fessura pseudo-orizzontale nella sezione terminale del pilastro, all'attacco con il nodo stesso.

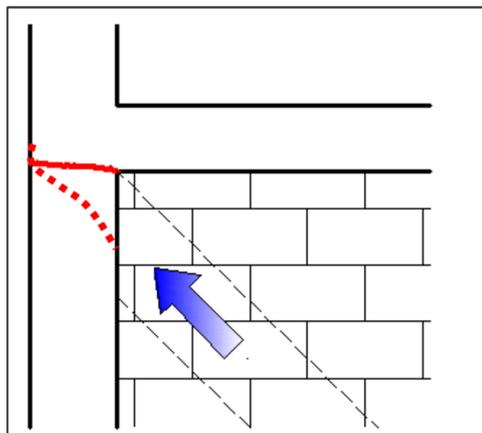


Figura 8- Meccanismo di crisi nodo trave-pilastro con lesione pseudo-orizzontale nella sezione di attacco tra pilastro e pannello di nodo e lesione diagonale nel pilastro

La forza tagliante che determina l'attuazione di questo meccanismo può essere calcolata facendo riferimento allo schema del "puntone equivalente". Tale meccanismo ci indica la formazione di bielle spingenti sul nodo secondo la direzione diagonale e che si attivano in relazione alla direzione dell'azione sismica. La larghezza della biella viene calcolata come circa il 10% della lunghezza della stessa che è $\sqrt{l^2 + h^2}$.

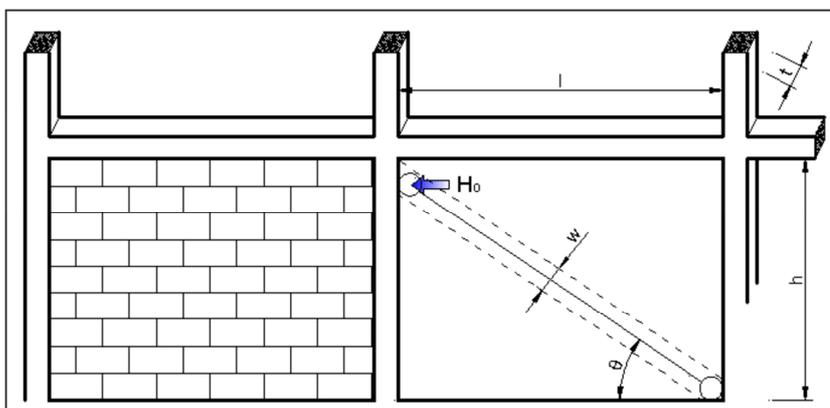


Figura 9-Dimensione del puntone equivalente

La forza H_0 è quella che determina la rottura per trazione per schiacciamento del pannello di nodo ed è la massima forza che può agire sul pilastro. La forza H_0 viene determinata nella seguente maniera:

$$H_0 = \min\left(\frac{f_{vko} \cdot l \cdot t}{0,6 \cdot \varphi}; 0,8 \cdot \frac{f_k}{\varphi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} \cdot I \cdot h + t^3}\right)$$

Dove:

- f_{vko} è la resistenza a taglio della muratura mentre f_k è quella a compressione;
- $t, l, h,$ sono le caratteristiche geometriche del puntone;
- φ è un fattore di riduzione;
- θ è l'angolo di inclinazione del puntone rispetto alla direzione orizzontale;
- E_c ed E_m sono rispettivamente il modulo elastico del calcestruzzo e quello della muratura;
- I è il momento di inerzia della sezione del pilastro;

In questo caso per garantire che il nodo trave-pilastro abbiamo una maggiore capacità resistiva si possono applicare diverse soluzioni, una di queste è quella di applicare un rinforzo esterno con un tessuto metallico inclinato come indicato in Fig.10 e Fig.11 rispettivamente per il nodo ad angolo e per il nodo intermedio, oppure l'applicazione di una sorta di fascia ad L realizzata in fibra di carbonio proprio in corrispondenza della giunzione trave-pilastro (Fig.12).

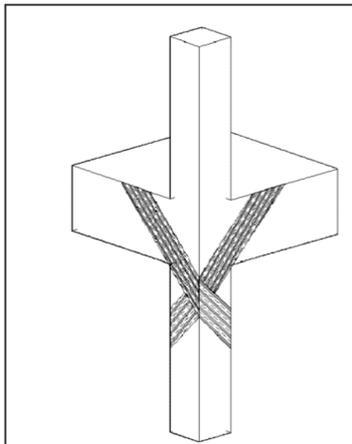


Figura 10- Fasciatura diagonale pilastro ad angolo

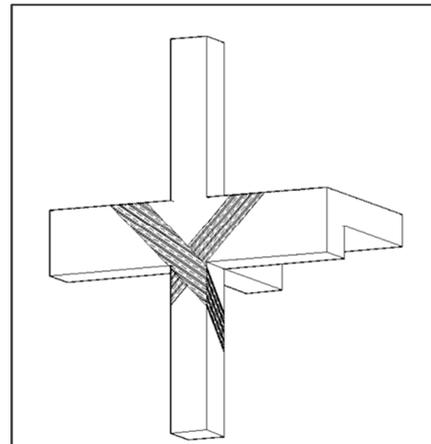


Figura 11- Fasciatura diagonale pilastro intermedio

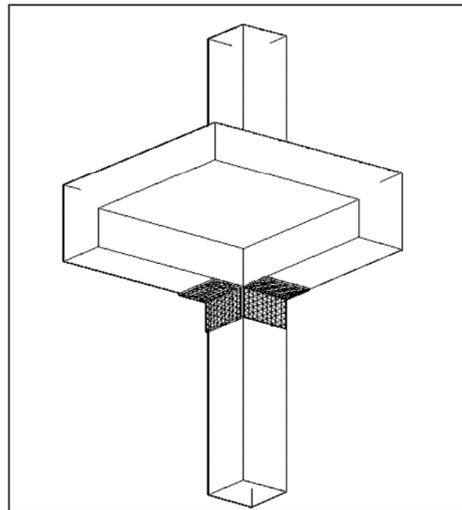


Figura 12-Fasciatura ad L in fibra di carbonio

Un altro metodo di rafforzamento del nodo trave-pilastro è dato dall'impiego di una piastra metallica sagomata sul pannello di nodo, questa viene adeguatamente distanziata dal supporto in c.a. e la stessa poi viene fissata mediante tassellatura meccanica. A questa piastra metallica vengono poi saldati dei profili metallici angolari a forma di L. Questa tecnica di rinforzo viene adeguatamente illustrata nelle Fig.13, Fig.14, Fig.15, Fig.16.

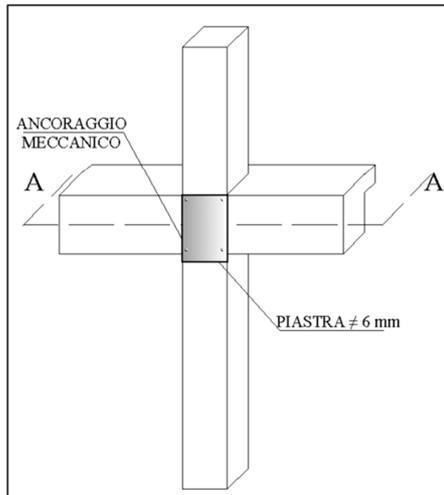


Figura 13-Vista prospettica ancoraggio metallico

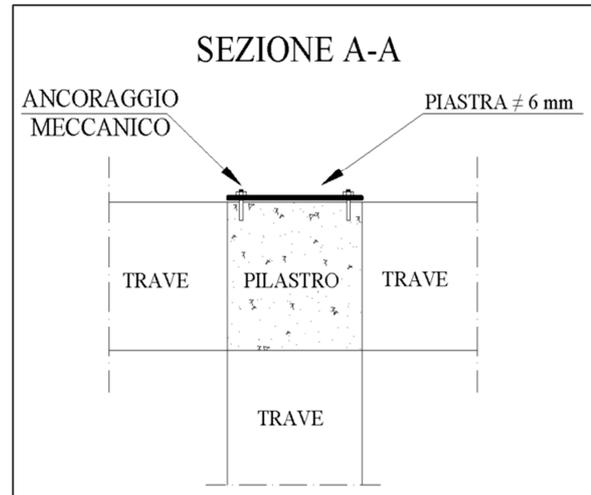


Figura 14-Sezione AA della piastra metallica

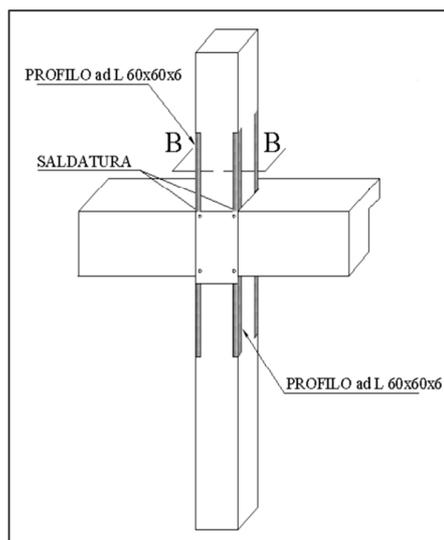


Figura 15-Vista prospettica profili angolari ad L

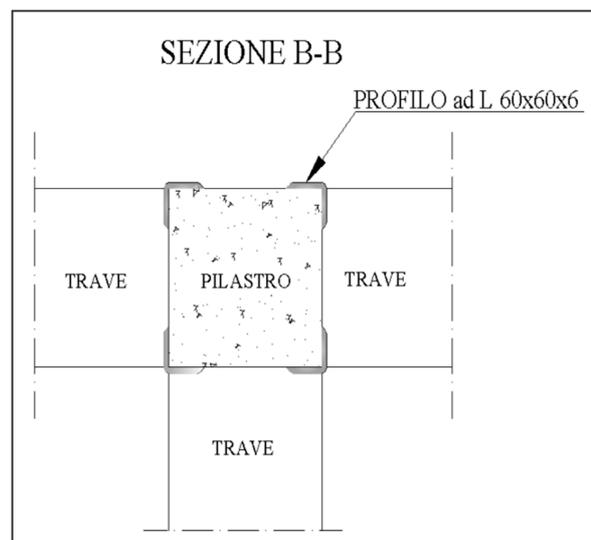


Figura 16-Sezione BB profilo ad L

Un'altra tecnica per il rafforzamento strutturale dei nodi trave-pilastro è sicuramente quella che prevede l'impiego del sistema CAM sul quale ci soffermeremo in maniera più approfondita successivamente. Il sistema CAM vuol dire letteralmente cerchiatura attiva manufatti, tale tecnica si basa su l'utilizzo di nastri pretesi che servono a confinare in maniera attiva il calcestruzzo. Nel caso dell'incremento della capacità resistiva del pannello di nodo e della sezione terminale del pilastro, con il sistema CAM si effettua un rinforzo esterno, che collega i profili pressopiegati metallici che confina il calcestruzzo, sia sopra che sotto il nodo. Nel caso di nodi ad angolo si utilizza un profilo metallico pressopiegato continuo di grandi dimensioni; esso viene contenuto mediante l'impiego di nastri metallici. Questo rinforzo viene progettato ipotizzando che esso riesca ad assorbire l'intera forza H_0 analizzata precedentemente. Questa tipologia di intervento può essere completata mediante l'impiego di fasce a L realizzate in fibra di carbonio, come quelle viste

precedentemente che vengono poste nel punto di giunzione tra la trave e il pilastro. Il meccanismo di rinforzo con sistema CAM che abbiamo analizzato e illustrato nell'immagine seguente (Fig.17).

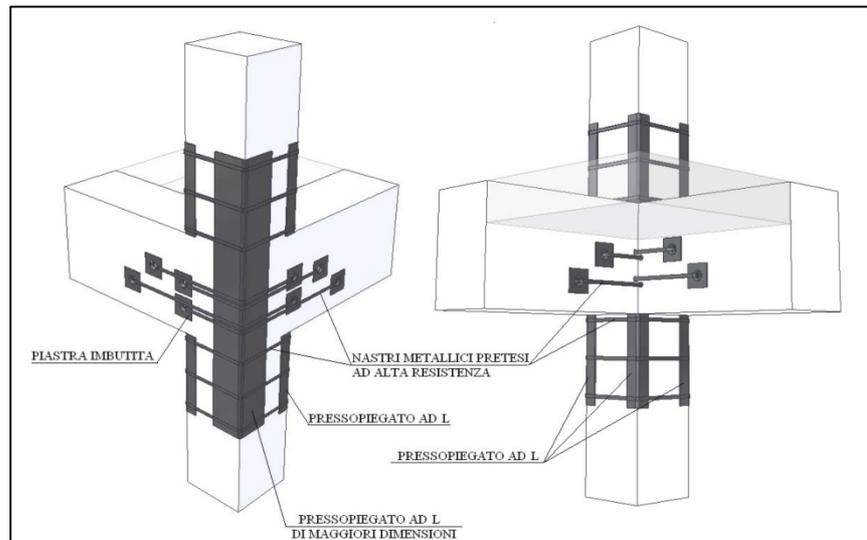


Figura 17-Sistema CAM con impiego di pressopiegati ad L

➤ Confinamento della sezione terminale del pilastro

Il confinamento della sezione terminale del pilastro è una pratica usuale che determina un incremento della resistenza a taglio del pilastro e un incremento di duttilità o capacità deformativa dello stesso, in quanto è proprio nell'estremità del pilastro (o della trave) che si concentrano grandi richieste di duttilità in pressoflessione.

Il confinamento della sezione terminale del pilastro evita la realizzazione del fenomeno di instabilità delle barre di armatura che si verifica quando il passo delle staffe risulta essere abbastanza ridotto. Ovviamente il confinamento dell'estremità del pilastro determina un miglioramento della capacità resistiva a taglio del pilastro stesso nei confronti dell'azione tagliante aggiuntiva dovuta alla formazione del puntone diagonale nella muratura perimetrale o nella generica tamponatura. La tecnica del confinamento può essere effettuata mediante l'impiego di fasciature in carbonio con tessitura unidirezionale delle sezioni terminali del pilastro, oppure attraverso l'incamiciatura del nodo in acciaio oppure mediante fasciatura del nodo con l'impiego del sistema CAM.

➤ Incremento della resistenza a taglio delle travi nella loro sezione terminale

L'incremento della resistenza a taglio nelle travi permette di evitare un eventuale rottura per taglio del nodo trave-pilastro, il quale avviene secondo un meccanismo fragile che può verificarsi nel caso in cui la resistenza del calcestruzzo risulta essere molto bassa. L'incremento di resistenza a taglio nelle travi può essere effettuata utilizzando una fasciatura ad U in carbonio con tessitura unidirezionale, oppure mediante incamiciatura metallica con l'applicazione di una piastra metallica o con l'impiego del sistema CAM, ossia attraverso la fasciatura della trave con dei nastri di acciaio ad elevata resistenza.

Se tale intervento si effettua su travi alte, tale intervento può essere effettuato senza la necessità di realizzare dei fori nel solaio, ma solo forando l'intradosso della trave. L'intervento può essere anche realizzato attraverso l'impiego di elementi angolari dissipativi che determinano un rinforzo a flessione delle travi e dei pilastri ristabilendo in questa maniera la gerarchia delle resistenze che prevede quindi trave debole-pilastro forte.

1.4 Incamiciatura in acciaio

La tecnica dell'incamiciatura viene principalmente applicata a pilastri per perseguire questi principali obiettivi:

- Incremento della resistenza a taglio;
- Incremento della capacità deformativa e quindi di duttilità;
- Miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione;
- Incremento della capacità portante;

L'incamiciatura può essere effettuata mediante l'impiego di profili angolari che possono essere fissati all'elemento strutturale mediante l'impiego di resine epossidiche aderenti al nucleo in calcestruzzo. Gli elementi metallici possono essere preventivamente riscaldati e presollecitati in maniera tale da poter garantire anche un'azione di confinamento dell'elemento strutturale. Innanzitutto per ciò che riguarda la sezione incamiciata il contributo offerto dalla camicia in acciaio risulta essere aggiuntivo alla resistenza iniziale dell'elemento strutturale a patto che la camicia resti in campo deformativo elastico. Questa condizione è necessaria per far sì che l'ampiezza delle fessure risulti essere limitata e si garantisca l'integrità del calcestruzzo, in maniera tale che il pilastro preesistente assolva il suo compito di carattere resistivo. Nel caso in cui la tensione nella camicia sia pari al 50% della tensione di snervamento allora potremo assumere che la resistenza a taglio aggiuntiva della camicia è:

$$V_j = 0,5 \cdot f_{yw} \cdot \frac{2t_j b}{s} \cdot d$$

Dove:

- t_j è lo spessore delle bande metalliche;
- b è la larghezza delle bande metalliche;
- s è l'interasse delle bande;
- d è l'altezza della sezione;
- f_{yw} è la tensione di snervamento dell'acciaio;

L'azione di confinamento che la camicia realizza sul calcestruzzo viene valutata in relazione alla percentuale geometrica di armatura presente nella camicia sia trasversalmente che longitudinalmente. Ovviamente dall'azione di confinamento del calcestruzzo si determina un incremento di resistenza dello stesso calcestruzzo confinato che indicheremo con f_{cc} .

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3,7 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right]$$

Dove:

- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato;
- f_y è la tensione di snervamento dell'armatura;
- ρ_s è la percentuale geometrica di armatura che nel caso di camicie continue si determina come $\rho_s = 2(b + h) \cdot t_s / (b \cdot h)$ mentre nel caso di camicie discontinue si determina come $\rho_s = 2(b + h) \cdot t_s / (b \cdot h \cdot s)$;
- α_n e α_s indicano invece dei fattori di efficienza di confinamento;

Attraverso l'incamiciatura in acciaio di un pilastro si ha un incremento della deformazione ultima del calcestruzzo che indichiamo con ε_{cu} . Si ha infatti:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \cdot \frac{0,5 \cdot \alpha_n \cdot \rho_s \cdot f_y \cdot \alpha_s}{f_{cc}}$$

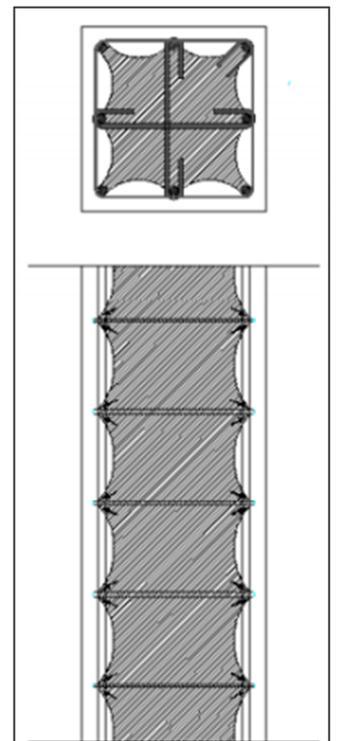


Figura 18- Azione di confinamento delle staffe

Dove:

- f_{cc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato;
- f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio;
- ρ_s è la percentuale geometrica di armatura che nel caso di camicie continue si determina come $\rho_s = 2(b + h) \cdot t_s / (b \cdot h)$ mentre nel caso di camicie discontinue si determina come $\rho_s = 2(b + h) \cdot t_s / (b \cdot h \cdot s)$;
- α_n e α_s indicano invece dei fattori di efficienza di confinamento;

La tecnica dell'incamiciatura in acciaio può garantire inoltre un'azione di serraggio in corrispondenza delle zone di giunzione. Affinché ciò si verifichi è necessario che la camicia venga prolungata per una lunghezza di circa il 50% in più della lunghezza di sovrapposizione, è fondamentale inoltre che la camicia venga fissata in pressione sull'elemento strutturale da rinforzare mediante l'impiego di due file di bulloni estremamente resistenti.

Quando si analizzano le sezioni incamiciate e in particolar modo la capacità della sezione incamiciata i valori di capacità che devono essere impiegati nelle verifiche sono ridotti di alcuni coefficienti come indicato di seguito:

- Il valore della resistenza a taglio è $V_r' = 0,9 V_r$;
- La resistenza a flessione si esprime mediante la seguente relazione $M_y' = 0,9 M_y$;
- Deformazione in corrispondenza dello snervamento $\theta_y' = 0,9 \theta_y$;

Come detto in precedenza la tecnica dell'incamiciatura in acciaio di elementi strutturali in cemento armato, come i pilastri, viene effettuata con l'ausilio di angolari e calastrelli (steel jacketing) e tale tecnica viene impiegata principalmente per incrementare la resistenza e la capacità deformativa dell'elemento strutturale. Tuttavia bisogna sottolineare che l'applicazione di questi angolari al pilastro esistente può avvenire o mediante diretta applicazione degli stessi sull'elemento strutturale (la faccia del pilastro è a diretto contatto con l'elemento di rinforzo metallico), oppure attraverso l'impiego di uno strato di malta o di resina che si interpone tra gli angolari e il pilastro stesso. In questo secondo caso la computazione dell'assorbimento degli sforzi da parte del rinforzo in acciaio deve essere trattata in maniera estremamente accurata in quanto il regime di trasferimento degli sforzi che si instaura è diverso dal caso in cui l'elemento di rinforzo in acciaio viene applicato direttamente a contatto con il pilastro senza l'intermediazione di malta.

Nel caso in cui vi è l'applicazione di tale strato di malta tra l'angolare in acciaio e il pilastro si può dire che la capacità di assorbimento del carico da parte del rinforzo dipende essenzialmente dalla pressione di confinamento, dalla coesione e dall'attrito tra i diversi materiali partecipanti. Bisogna sottolineare che la connessione diretta tra il rinforzo e l'elemento strutturale, senza l'interposizione di malta, è una pratica assai difficile, in quanto i due elementi devono essere perfettamente connessi tra loro. Per ragioni quindi di difficoltà applicative, si sceglie molto spesso di interporre tra l'angolare e il pilastro questo strato di malta proprio per migliorare l'aderenza tra queste due superfici. Tuttavia a causa proprio della difficile valutazione in questo caso della capacità di assorbimento degli sforzi da parte del rinforzo (a causa della presenza della malta), l'incremento di capacità portante sia per compressione che per flessione viene trascurato e quindi si considera un incremento di resistenza dovuto essenzialmente all'effetto del confinamento. Tuttavia diversi articoli scientifici e diversi studi compiuti in merito dimostrano che anche quando non vi è una perfetta connessione tra gli elementi, il rinforzo in acciaio è in grado di assorbire parte degli sforzi e del carico offrendo in tale maniera un contributo di natura flessionale.

Sono stati quindi condotti una serie di studi su una serie di campioni di colonne in cemento armato rinforzate e non rinforzate con l'intento di definire una modello computazionale che mira a definire una legge costitutiva equivalente da attribuire agli elementi di rinforzo che siano in grado di tenere conto degli effetti dell'attrito e della coesione tra gli elementi nel calcolo della capacità resistiva del sistema stesso.

Per ciò che quindi riguarda l'incamiciatura in acciaio si può dire che tra le diverse tecniche di rinforzo di elementi strutturali gode di diverse caratteristiche come per esempio la facilità e

rapidità di applicazione e un costo di realizzazione relativamente limitato rispetto ad altre tipologie di intervento realizzate sui pilastri.



Figura 19-Esempio di applicazione diretta del rinforzo



Figura 20- Esempio 2 di applicazione diretta del rinforzo



Figura 21-Esempio di applicazione del rinforzo con l'impiego di malta



Figura 22-Esempio 2 di applicazione del rinforzo con l'impiego di malta

1.5 Sistema CAM

Il sistema CAM definito anche come cerchiaggio attivo di manufatti è una particolare tecnica di incamiciatura di elementi strutturali. Tale sistema oggi viene collocato tra le tecniche innovative di retrofitting strutturale. Tale metodo messo appunto presso l'Università degli Studi della Basilicata venne ideato per creare una nuova tecnica di consolidamento di fabbricati esistenti. Tale tipologia di rinforzo inizialmente è stata pensata per risolvere problematiche strutturali relative ad edifici in muratura per poi essere successivamente studiata per strutture in cemento armato, garantendo alle stesse elevate caratteristiche di duttilità. Da quel momento il sistema CAM è stato impiegato in diverse opere di recupero strutturale su tutto il territorio italiano.

L'intervento con sistema CAM, su pilastri, viene realizzato attraverso l'impiego di 4 profili angolari metallici a spigoli smussati e con nastri in acciaio inox aventi una resistenza estremamente elevata ($f_{yk} = 850 \text{ MPa}$) e aventi uno spessore di circa 0,8 mm. Questi vengono posizionati costituendo una vera e propria maglia chiusa e vengono inoltre posti in opera con una macchina che mette in pretesione questi nastri ad alta resistenza. Ciò determina nel calcestruzzo uno stato di precompressione che ovviamente determina un miglioramento del comportamento dell'elemento strutturale quando esso viene sottoposto a degli incrementi di carico. I profili angolari non fanno altro che distribuire l'azione di confinamento effettuata dai nastri migliorando in tale maniera il comportamento globale dell'elemento. A differenza di alcuni interventi di Steel Jacketing, gli angolari metallici vengono posti a diretto contatto con l'elemento strutturale senza l'interposizione di malta, per tale ragione la loro superficie interna viene opportunamente lavorata per garantire un'elevata aderenza. Come si evince dalla figura seguente nel sistema CAM il passo dei nastri risulta essere notevolmente minore rispetto agli interventi comuni di Steel Jacketing. Spesso tra queste due tipologie di interventi varia anche la dimensione dei nastri e la tipologia di nastri e angolari impiegati.

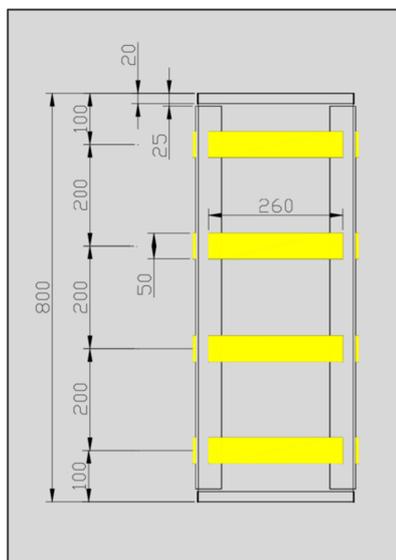


Figura 23-Angolari e calastrelli Steel Jacketing

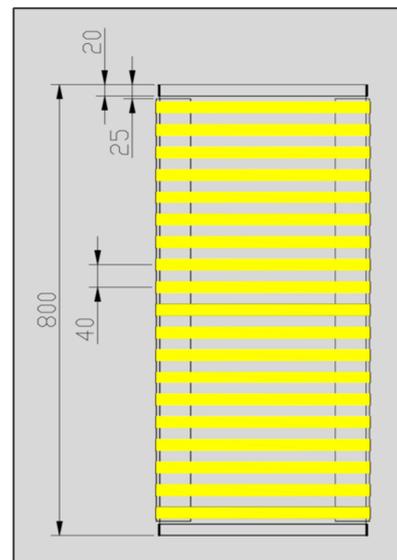


Figura 24-Angolari e nastri sistema CAM

La realizzazione del sistema CAM consta di una serie di operazioni che devono essere realizzate al fine di ottenere un risultato ottimale e andiamo di seguito ad elencarli:

- Rimozione dell'intonaco e dello strato corticale;
- Pulizia dei residui di lavorazione;
- Trattamento delle armature preesistenti al fine di prevenire fenomeni corrosivi (ove necessario);

- Riparazione di eventuali fessurazioni nel calcestruzzo con l'applicazione di resine epossidiche (ove necessario);
- Ripristino del cemento armato con l'impiego di malta (ove necessario);
- Realizzazione in opera di fori per l'inserimento dei nastri dopo una valutazione della posizione dei travetti del solaio e delle armature della trave per evitare di forarle;
- Se si impiega il sistema CAM per nodi intermedi si deve inoltre predisporre un piatto in acciaio in corrispondenza del nodo che deve aderire al calcestruzzo;
- Posizionamento dei pressopiegati ad L e delle piastre;
- Posizionamento dei nastri in acciaio ad alta resistenza e giunzione degli stessi;
- Chiusura dei fori;
- Applicazione dell'intonaco;

Necessita assolutamente sottolineare che in questa tipologia di tecnologia gli elementi fondamentali sicuramente risultano essere i nastri metallici ad elevata resistenza. Tali nastri vengono chiusi su loro stessi tramite degli elementi di giunzione, realizzando in questa maniera delle cerchiature che inducono sulla struttura un confinamento di tipo attivo che fa sì che il materiale ritorni ad una configurazione di natura idrostatica.

Come già detto precedentemente il sistema CAM è stato inizialmente pensato per il rinforzo di strutture in muratura, in questo caso le cerchiature sono interconnesse tra loro attraverso delle piastre imbutite. In tale maniera oltre all'effetto di confinamento si vengono a realizzare dei collegamenti tra gli elementi strutturali dell'edificio estremamente prestanti e questo avviene grazie alle prestazioni elevate dei nastri impiegati dal sistema CAM e dalla formazione di questa maglia sul paramento murario, così come mostrato in figura.



Figura 25-Sistema CAM per edifici in muratura



Figura 26-Sistema CAM per edifici in c.a.

Quando la maglia si diffonde su tutto il paramento murario, si viene quindi a realizzare un effetto scatola attraverso l'impiego di una serie di microcatene che attraversano tutto l'edificio collegando fondazioni e copertura, garantendo una maggiore capacità resistente a tutta la struttura. La ragione per cui la tecnologia CAM è stata estesa anche alle strutture in calcestruzzo deriva dal fatto che queste cerchiature presollecitate e applicate a travi e pilastri non sono altro che staffe chiuse e quindi rappresentano a tutti gli effetti un'armatura aggiuntiva. L'effetto delle staffature CAM garantisce un grado di plasticità elevato alle sezioni di incastro e quindi anche un incremento di deformazioni ultime. Questa tecnologia permette inoltre di aumentare la resilienza della struttura, determinando interventi molto rapidi ed altrettanto economici.

Possiamo quindi riassumere vantaggi e svantaggi di questo tipo di intervento di rinforzo strutturale:

Vantaggi

- Incremento della resistenza a compressione e della resistenza a taglio;
- Incremento in termini di duttilità dell'elemento strutturale;
- Confinamento attivo dell'elemento strutturale;
- Metodo non invasivo;
- Facilità e rapidità di applicazione del rinforzo;
- Totale reversibilità dell'intervento;
- Intervento che ha un'efficacia che è duratura nel tempo soprattutto se viene impiegato l'acciaio inossidabile;
- Impiego di materiali di semplice reperibilità;

Svantaggi

- Richiesta di una manodopera altamente specializzata per la realizzazione dell'intervento;
- L'effetto di confinamento sull'elemento strutturale è dipendente dal corretto e idoneo processo di pretensionamento dei nastri impiegati per la realizzazione del sistema;
- Per realizzare la cerchiatura di travi e pilastri è necessario avere la completa accessibilità dell'intera struttura che deve essere presidiata per l'intera durata dell'intervento.

Capitolo 2 - Incamiciatura pilastri

2.1 Incamiciatura in cemento armato di pilastri

La tecnica dell'incamiciatura in cemento armato consente di incrementare la rigidità, la capacità portante e la duttilità di un elemento strutturale in c.a. attraverso un incremento della sezione resistente dell'elemento stesso. Nel caso del pilastro per esempio, attraverso l'incamiciatura non si fa altro che avvolgere la sezione originaria con una nuova sezione (cava) che collabora con la prima a resistere agli incrementi della sollecitazione che insorgono dopo la congruenza delle due parti. Attraverso l'incamiciatura si va a migliorare non solo il comportamento nei confronti dello stato limite ultimo ma anche il comportamento in esercizio dell'elemento strutturale. L'incamiciatura del pilastro può essere totale o parziale. Nel caso in cui sia parziale la camicia viene realizzata su due o tre lati del pilastro, tuttavia si considera questa tipologia di intervento meno efficace dell'incamiciatura totale.

Le ragioni di questa tipologia di intervento sono estremamente varie. Innanzitutto può necessitare l'incamiciatura nel caso di una carenza di natura progettuale da parte dell'elemento strutturale che necessita quindi di un incremento della sezione resistente dello stesso, o nel caso in cui si voglia aumentare la duttilità dell'elemento strutturale si sceglie la via dell'incamiciatura con la conseguente aggiunta di armatura all'interno della camicia stessa che determina non solo un incremento della duttilità ma anche un incremento della rigidità flessionale e quindi anche una maggiore resistenza alle azioni orizzontali come possono essere quelle del sisma.

L'incamiciatura viene effettuata realizzando sostanzialmente uno strato di cemento armato che avvolge l'elemento strutturale. Tale strato può essere di spessore variabile in relazione alla tipologia di calcestruzzo impiegato e ovviamente in relazione alla domanda di resistenza e di duttilità. All'interno della camicia vengono predisposte delle armature trasversali e longitudinali che richiedono un'opportuna progettazione. Questa tipologia di intervento spesso va incontro a delle difficoltà di natura applicativa come per esempio la realizzazione del getto che non è di facile esecuzione, per tale ragione spesso può essere impiegato il betoncino a ritiro compensato.

Dopo l'intervento di incamiciatura è possibile determinare l'incremento di resistenza attraverso le indicazioni della Circolare 617/2009. All'interno di tale circolare viene indicato che la resistenza a compressione di tutta la sezione si può considerare uguale a quella del calcestruzzo impiegato per la realizzazione della camicia. Tuttavia è necessario sottolineare che essendo questo intervento, un intervento di aumento della sezione resistente viene sostanzialmente modificato il baricentro delle masse e della rigidità dell'intera struttura e quindi di conseguenza viene modificato il comportamento dell'intera struttura e non del singolo elemento.

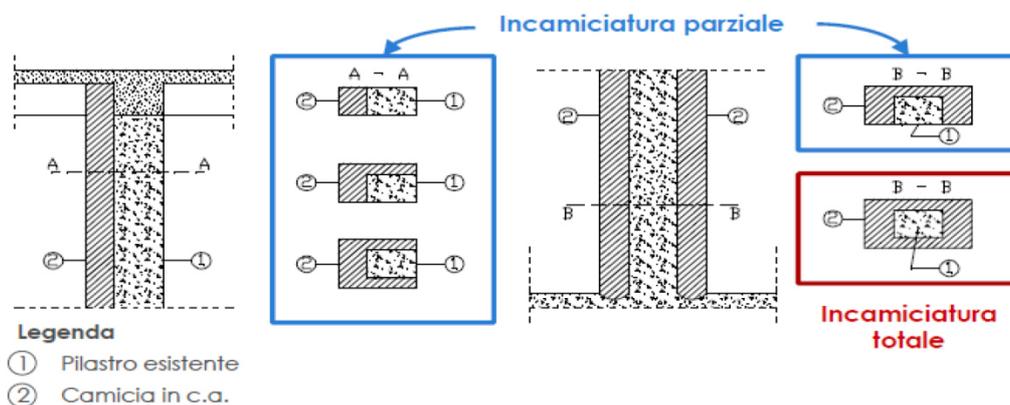


Figura 27- Incamiciatura parziale e totale di un pilastro

Grazie all'incamiciatura può essere eliminato il rischio di comportamento trave forte e pilastro debole che è uno dei meccanismi da evitare assolutamente nelle strutture. Questa tipologia di intervento può essere impiegata anche solo per determinare l'incremento della resistenza a taglio del pilastro stesso. Questo si può realizzare non andando ad ancorare le armature longitudinali con gli elementi esterni al pilastro. D'altro canto invece se si estende l'intervento fino al nodo sarà possibile rinforzare anche il nodo stesso. È tuttavia importante sottolineare che l'efficacia dell'incamiciatura sul comportamento dell'elemento strutturale e dell'intera struttura dipende da due tipologie di effetti: l'incremento della sezione resistente e l'azione di confinamento sul nucleo interno del pilastro.

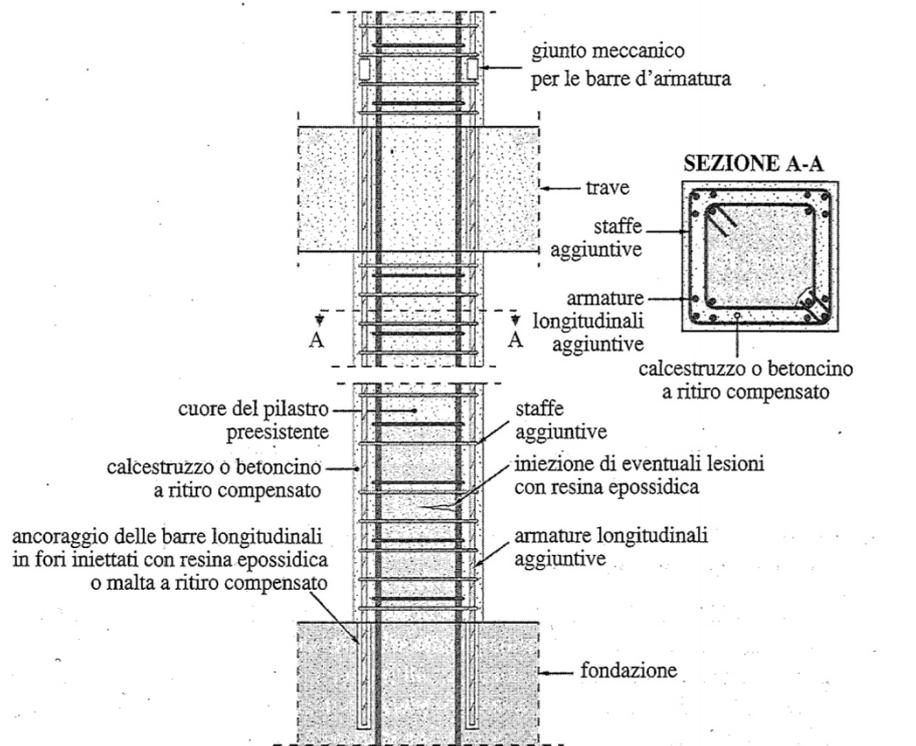


Figura 28-Incamiciatura pilastro

L'incamiciatura del pilastro si articola in diverse fasi:

- Si puntella il solaio e le travi che interessano il pilastro;
- Vi è la demolizione del copriferro del pilastro e in parte di alcuni tramezzi che confinano con il pilastro interessato;
- Si trattano le eventuali fessure presenti sul pilastro attraverso l'impiego di resine epossidiche;
- Vengono corretti alcuni difetti delle armature del pilastro, quali per esempio l'instabilità dei ferri longitudinali;
- Vengono posizionate sia le staffe che i ferri longitudinali;
- Si predispongono la cassaforma e viene effettuato il getto della camicia;
- Si effettua la scasseratura e si rimuovono i puntelli;

Ovviamente si ricorda che nel caso in cui l'intervento di incamiciatura fosse effettuato su una intera pilastrata è opportuno predisporre un'ideale foratura delle superfici interessate per il passaggio dei ferri di armatura garantendo in tale maniera una certa continuità all'intervento strutturale. Infatti, il momento flettente delle travi e dei pilastri agisce alle estremità (nodi), dove affinché esso sia trasmesso è necessario che l'armatura aggiuntiva, cioè quella presente nella camicia, sia passante e venga giuntata attraverso dei collegamenti meccanici che ne garantiscono la continuità.

L'armatura inoltre deve essere opportunamente ancorata alle fondazioni affinché l'intervento risulti opportunamente efficace. Inoltre le superfici di contatto devono essere adeguatamente pulite e trattate per garantire una migliore adesione del nuovo calcestruzzo al nucleo già esistente. Si può evincere quindi che il materiale impiegato per la realizzazione dell'incamiciatura in cemento armato risulta essere poco costoso. Ciò che infatti incide sull'intero intervento è il costo della manodopera legata alla demolizione, posizione e piegatura dei ferri, foratura delle superfici interessate, cassetatura e scasseratura, di conseguenza necessita una manodopera specializzata.

Riassumendo quindi possiamo sicuramente evincere che i vantaggi dell'incamiciatura in cemento armato sono i seguenti:

- Aumento della capacità portante verticale;
- Aumento della resistenza a flessione e/o a taglio;
- Aumento della duttilità e quindi della capacità deformativa;
- Miglioramento dell'efficienza delle giunzioni di sovrapposizione;

Tra gli svantaggi invece annoveriamo i seguenti:

- Tecnica invasiva;
- Ci sono effetti non solo locali ma anche globali;
- Possibilità di concentrazioni di tensioni sugli elementi circostanti al pilastro;



Figura 29-Rimozione elementi circostanti al pilastro

2.2 Comportamento dell'interfaccia tra Core e Jacket

Come detto in precedenza l'aggiunta di una camicia in cemento armato ad un elemento strutturale esistente va ad aumentare non solo la sezione resistente dell'elemento stesso ma anche la sua rigidità. È possibile affermare che l'efficacia di tale rinforzo è strettamente legata all'interazione che sussiste tra la sezione trasversale esistente e il rivestimento esterno in cemento armato. Da questo momento in poi indicheremo con il nome di Core la sezione di pilastro esistente e con il termine Jacket, la camicia realizzata intorno all'elemento strutturale.

È necessario sottolineare che nel caso di incamiciatura in cemento armato di un qualsiasi elemento strutturale parliamo pur sempre di elementi composti ed è proprio per tale ragione che risulta opportuno analizzare il grado di interazione che sussiste tra elementi composti. Innanzi tutto definiamo diverse tipologie di elementi composti che comunemente si individuano in ambito strutturale:

- Elementi strutturali composti in acciaio e calcestruzzo costituiti da acciaio per la carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso;
- Elementi strutturali di calcestruzzo-calcestruzzo, ossia composti da due strati differenti e distinti di calcestruzzo normale o precompresso;
- Elementi strutturali composti di legno e calcestruzzo;
- Elementi strutturali composti di altri componenti misti;

Per esempio una tipologia di elementi strutturali composti in acciaio e calcestruzzo sono delle travi che sono costituite da travi in acciaio a parete piene le quali vengono collegate con delle solette in cemento armato o cemento armato precompresso. Queste vengono solidarizzate attraverso degli elementi atti alla resistenza dell'azione di scorrimento. In questa maniera il sistema funziona come un unico elemento resistente.

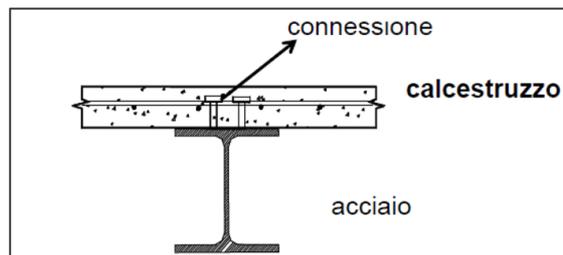


Figura 30-Travi in cemento armato e acciaio

La giunzione di due elementi di natura completamente differenti, ovvero di due materiali aventi proprietà fisiche e meccaniche diverse può determinare l'insorgenza di fenomeni di scorrimento all'interfaccia dei due elementi congiunti. Questo ovviamente è legato proprio al fatto che questi due materiali sono differenti e che quindi in base alla sollecitazione alla quale sono sottoposti possono subire deformazioni non solo diverse ma incongruenti l'uno con l'altro. Per tale ragione risulta di fondamentale importanza solidarizzare questi elementi attraverso degli elementi meccanici che cercano di evitare l'insorgenza di questi fenomeni di scorrimento al fine di garantire la totale solidarietà tra i due elementi in acciaio e in cemento armato. L'eventuale rottura dell'elemento, quindi, deve presentarsi come collasso dell'elemento nel suo insieme e non come distacco dei due elementi composti, perché in tal caso vorrebbe dire che l'elemento in acciaio e l'elemento in cemento armato non sono stati opportunamente solidarizzati l'uno con l'altro.

Quindi solo attraverso una corretta connessione tra i due elementi, sarà resa possibile la collaborazione tra gli elementi dando vita ad un elemento composto rigido e resistente. Risulterà quindi possibile garantire un'adeguata resistenza allo scorrimento tra l'elemento in acciaio e l'elemento in calcestruzzo grazie alle tensioni di aderenza, al fenomeno di attrito che si crea all'interfaccia tra l'acciaio e il calcestruzzo e alla realizzazione delle connessioni meccaniche

sopracitate. La somma di questi tre effetti deve essere tale da evitare l'insorgenza di fenomeni di scorrimento elevati.

Nella pratica possiamo sicuramente affermare che l'interazione totale tra due elementi in un sistema composto risulta essere un'assunzione di comodo, e che quindi nella realtà è molto difficile se non impossibile garantire l'assenza di scorrimento e la completa interazione tra le parti. Si può dire che generalmente si manifesta una situazione intermedia tra l'interazione assente e l'interazione totale e che quindi l'insorgenza di scorrimenti relativi risulterà comunque essere sempre presente.

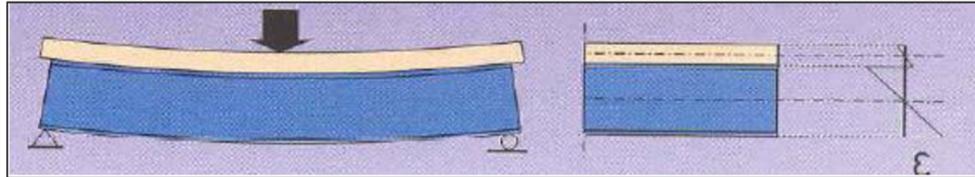


Figura 31-Caso di interazione assente in travi composte di acciaio e calcestruzzo

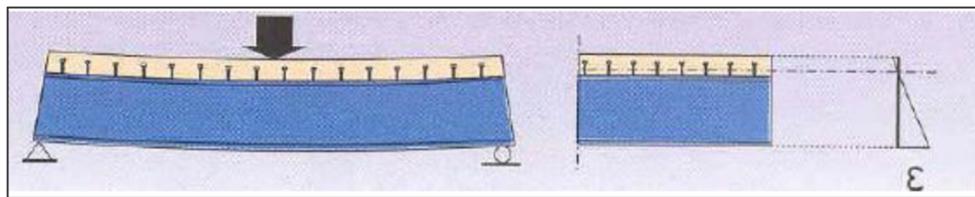


Figura 32-Caaso di interazione completa in travi composte di acciaio e calcestruzzo

In figura sono rappresentati i due casi limite:

- Caso di mancata aderenza;
- Caso di totale aderenza;

Questi due comportamenti si evincono ampiamente osservando l'andamento delle deformazioni. Nel primo caso si denota come si hanno due andamenti di deformazioni differenti per l'acciaio e per il calcestruzzo, ciò sottolinea che l'elemento composto non ha un comportamento uniforme ed omogeneo. Nel secondo caso invece abbiamo per tutto l'elemento un unico andamento delle deformazioni ciò implica che la trave composta si comporta come un unico elemento monolitico.

Queste situazioni precedentemente esposte si verificano anche nel caso dei pilastri incamiciati, in quanto nonostante siano il core (l'anima) e il jacket (la camicia) due elementi realizzati in calcestruzzo, hanno comunque proprietà meccaniche differenti e quindi per tale ragione la risposta della sezione composta dipende essenzialmente dall'interazione tra il pilastro esistente e la nuova camicia e quindi ovviamente degli eventuali scorrimenti all'interfaccia.

In una situazione ideale, la costruzione della camicia assicurerebbe un comportamento completamente omogeneo tra i due corpi. Nella realtà però ciò non succede dal momento che sussiste un fenomeno di scivolamento tra la colonna esistente e la camicia. La risposta dell'elemento è quindi caratterizzata dal comportamento all'interfaccia tra il nucleo e la camicia. Questo complesso problema è dominato da meccanismi di resistenza al taglio che si mobilitano a causa dello scorrimento.

Descrivere comunque in dettaglio i meccanismi mobilitati all'interfaccia non è facile soprattutto se si considera elementi sottoposti a carichi ciclici in quanto si dovrebbe tener conto anche degli effetti di degrado. La relazione che descrive il contributo di tutti i meccanismi che determinano la trasmissione dello scorrimento è la seguente:

$$\tau_{TOT} = \tau_{agg} + \tau_F + \tau_D$$

Tale relazione può essere riscritta in maniera diversa considerando che:

$$\tau_F = \mu \sigma_N$$

$$\sigma_N = \sigma_c + \rho \sigma_s = \nu f_c + \rho \sigma_s$$

Allora potremo riscrivere che:

$$\tau_{TOT} = \tau_{agg} + \mu(\nu f_c + \rho \sigma_s) + \tau_D$$

Dove:

- τ_{agg} è la resistenza al taglio dovuta al meccanismo di ingranamento degli inerti;
- μ è il coefficiente di attrito a taglio;
- σ_N è la tensione di serraggio;
- ρ è il rapporto dell'area di armatura;
- σ_s è la tensione agente sulle barre;
- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- τ_D è la tensione dovuta all'effetto spinotto;

In letteratura esiste un modello, proposto da Tassios e Vintzileou nel 1987, che è in grado di stimare l'azione combinata dell'effetto spinotto e della forza di attrito per un determinato valore dello scorrimento sotto condizione di carico ciclico. Secondo tale modello il valore dello sforzo di taglio che viene trasferito attraverso l'attrito all'interfaccia viene descritto dal seguente set di equazioni:

$$\frac{\tau_{F(s)}}{\tau_{F,u}} = 1,14 \left(\frac{s}{s_u} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ per } \frac{s}{s_u} \leq 0,5$$

$$\frac{\tau_{F(s)}}{\tau_{F,u}} = 0,81 + 0,19 \left(\frac{s}{s_u} \right) \text{ per } \frac{s}{s_u} > 0,5$$

Qui abbiamo s_u che è il valore massimo di scorrimento atteso, anche se è raccomandato che tale valore si aggiri massimo intorno ai 2 mm. Invece con $\tau_{F,u}$ indichiamo il valore di picco della resistenza di attrito, che possiamo esprimere nella seguente maniera:

$$\tau_{F,u} = \mu (f_c^2 \sigma_N)^{\frac{1}{3}}$$

Qui il coefficiente μ indica il coefficiente di attrito il cui valore può essere 0,4 o 0,6 in relazione al fatto che la superficie risulti essere liscia o scabrosa. Il valore di $\tau_{F,u}$ dipende comunque dal valore della resistenza a compressione dell'elemento più debole all'interfaccia che risulta essere solitamente quello corrispondente al calcestruzzo vecchio. Tuttavia in uno studio sperimentale che è stato realizzato da Julio et al. nel 2006 si è notato che il fatto di considerare, nel calcolo del valore di picco della resistenza di attrito, il valore della resistenza a compressione dell'elemento più debole risulta essere un'assunzione al quanto conservativa. Per tale ragione da tale studio è stata modificata l'espressione di $\tau_{F,u}$ come segue:

$$\tau_{fu} = 0,4\beta (f_c^2 \sigma_N)^{\frac{1}{3}} = 0,4\beta (f_c^2 \rho \sigma_s)^{\frac{1}{3}} = 0,4\beta \left[f_c^2 \rho \left(\frac{0,3 E_s s^{\frac{2}{3}} f_c}{D_b} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

In questa formula è il parametro β che tiene conto dell'incremento del più alto valore della forza di attrito mediante il rapporto tra le forze di compressione del calcestruzzo nuovo sul calcestruzzo vecchio. Risulta quindi:

- $\beta = 1,16$ se $\frac{f_{c,nuovo}}{f_{c,vecchio}} = 1,0-1,36$;
- $\beta = 1,16 - 1,25$ se $\frac{f_{c,nuovo}}{f_{c,vecchio}} = 1,36-2,75$;
- $\beta = 1,25$ se $\frac{f_{c,nuovo}}{f_{c,vecchio}} \geq 2,75$;

Ricordiamo inoltre che σ_s è la tensione agente nelle barre e che E_s è il modulo elastico dell'acciaio mentre D_b sarà il diametro delle staffe della camicia.

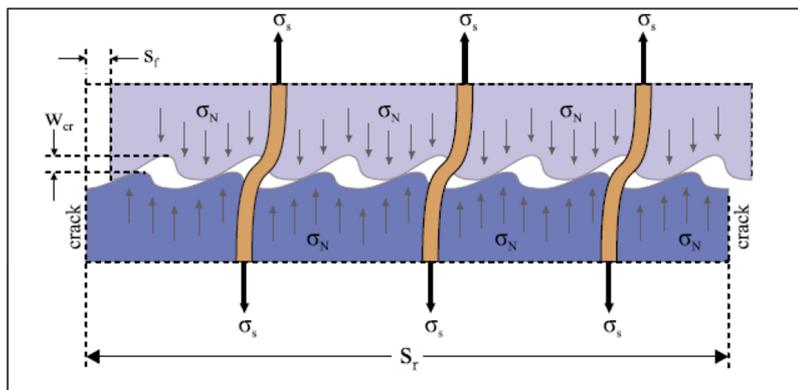


Figura 33- Meccanismo di scorrimento tra i due strati di calcestruzzo

Secondo le regole del fenomeno di degrado proposte da Palieraki, la forza di attrito è ridotta ad ogni ciclo di carico-scarico secondo la seguente formula:

$$\tau_{fN} = \tau_{f,l} \cdot \tau_{deg} = \tau_{f,1} \cdot \left\{ 1 - \left[0,05(n-1)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{f_c}{\sigma_N} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{s}{s_u} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \right\}$$

Dove $\tau_{f,1}$ è la forza di attrito di picco che viene raggiunta nel primo ciclo di carico-scarico. Per ciò che invece riguarda l'effetto spinotto, Vinzileou e Tassios, affermano che esso risulta essere funzione dello scorrimento s . Esso infatti viene espresso nella seguente maniera:

- $\frac{F_{D,s}}{F_{D,u}} = 0,5 \frac{s}{s_{el}}$ per $s \leq s_{el} = 0,006 D_b$
- $s = 0,006 D_b + 1,76 s_U \left[\left(\frac{F_D(s)}{F_{D,u}} \right)^4 - 0,5 \left(\frac{F_D(s)}{F_{D,u}} \right)^3 \right]$ per $\frac{F_D(s)}{F_{D,u}} \geq 0,5$

Qui il valore s_{el} corrisponde allo scorrimento elastico espresso in millimetri, mentre s_U è il valore ultimo dello scorrimento e infine $F_{D,u}$ è il valore ultimo della dowel force, ossia valore ultimo della forza dovuta all'effetto spinotto. $F_{D,u}$ e s_U possono essere espressi come segue:

- $F_{D,u} = 1,3 D_b^2 (f_{cd} \cdot f_{yd})^{\frac{1}{2}}$;
- $s_U = 0,05 D_b$;

Ricordiamo che f_{cd} e f_{yd} rappresentano rispettivamente il valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo e della resistenza a trazione nelle barre. Per tener conto del degrado dovuto ai cicli di carico-scarico KANEPE propone la seguente formulazione:

$$F_{D,n} = F_{D,1} D_{deg} = F_{D,1} \left[1 - \frac{1}{7} \sqrt{n-1} \right]$$

In tale formulazione il termine $F_{D,1}$ indica il valore di picco dello sforzo legato all'effetto spinotto e atteso nel primo ciclo con n , numero di cicli.

L'effetto spinotto e l'effetto dovuto all'attrito precedentemente esplicitati vengono ulteriormente modificati per tener conto di un ciclo di carico non simmetrico che è il caso tipico di un sisma. In un modello di comportamento all'interfaccia esteso e migliorato nel caso di carico ciclico prevede l'introduzione di due fattori di degrado della forza. Questi fattori riflettono il degrado della forza a causa di carichi ciclici. Secondo l'idea di Vassilopoulou e Tassios il degrado della forza dipende dal numero di cicli simmetrici. Per estendere questo concetto ad una storia di carico arbitraria, viene introdotto un numero di cicli equivalenti che dipende dalla somma degli scorrimenti:

$$n_{eq} = \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\sum s}{|s_{max}|} + 1 \right)$$

Mentre i fattori di degrado (τ_{deg}) per l'attrito e per l'effetto spinotto (D_{deg}) sono indicati come segue:

$$\tau_{deg} = 1 - \alpha \cdot 0,005 \cdot \sqrt{\frac{\frac{\sum s}{|s_{max}|} + 1}{4}} \cdot \left(\frac{f_c}{\sigma_c} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{|s_{max}|}{s_u} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$D_{deg} = 1 - \alpha \cdot \frac{1}{7} \sqrt{\frac{\frac{\sum s}{|s_{max}|} + 1}{4}}$$

In queste due espressioni α rappresenta il fattore di degrado che può assumere un valore da 0 a 1.

2.3 Modello analitico per gli elementi incamiciati in cemento armato sotto condizioni cicliche di carico

Nel caso di sezione composte come nel caso di pilastri incamiciati in cemento armato, lo scorrimento tra il corpo centrale e la camicia dipende essenzialmente dalla loro interconnessione. In un caso potrebbe accadere che la camicia (jacket) scorra rispetto all'anima del pilastro (core) senza mobilitare alcuno sforzo di taglio, e questo è il caso di attrito nullo. Oppure potrebbe anche accadere che le fessure si formano parallelamente all'interfaccia tra i due strati esterni. In questa maniera si creano due piani di scorrimento come viene mostrato nella figura seguente.

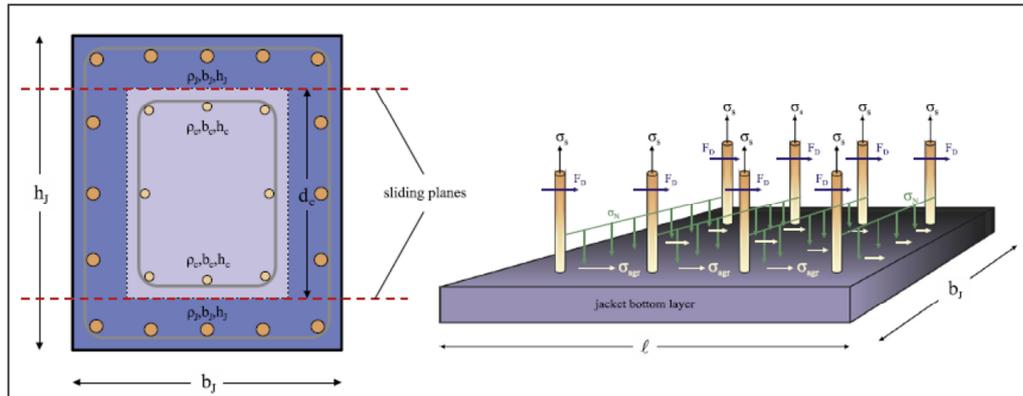


Figura 34- Indicazione dei piani di scorrimento e del meccanismo di trasferimento del taglio tra jacket e core

Questo modello analitico, per poter determinare il comportamento a flessione del pilastro incamiciato, introduce un grado di libertà permettendo il relativo scorrimento tra l'elemento esistente e la camicia. Lo scorrimento lungo la lunghezza dell'elemento è attribuito alla differenza di deformazioni all'interfaccia di contatto. Per l'analisi flessionale, la sezione trasversale viene divisa in 3 strati che si deformano con la stessa curvatura φ .

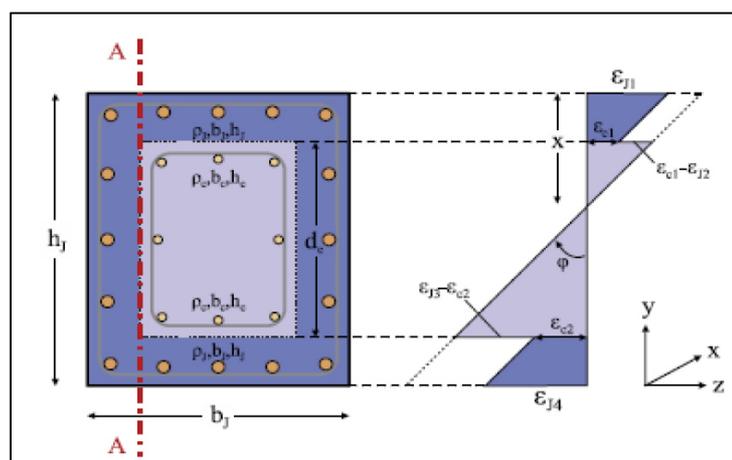


Figura 35-Andamento del profilo deformativo della sezione incamiciata

Dalla figura 35 si denota un andamento delle deformazioni non continuo, in particolare si evince una differenza di deformazione all'interfaccia superiore e inferiore che equivale rispettivamente a $\epsilon_{c1} - \epsilon_{j2}$ e a $\epsilon_{j3} - \epsilon_{c2}$. Tale differenza è dovuta sostanzialmente al corrispondente scorrimento longitudinale che determina questa discontinuità nel profilo deformativo. Lungo il piano verticale

invece la sezione risulta essere autoequilibrata (stiamo indicando la porzione di sezione di alla sinistra della linea di sezione A-A') in quanto le forze risultanti risultano essere prossime allo zero dato che la risultante degli sforzi di trazione e di compressione risulta essere pressoché uguale.

In interventi di incamiciatura può succedere inoltre che il calcestruzzo può subire fenomeni di ritiro. Tale ritiro determina non solo l'insorgenza di forze di trazione all'interfaccia ma anche la fessurazione del calcestruzzo. Il ritiro del calcestruzzo nei pilastri determina degli scorrimenti all'interfaccia e determina inoltre delle tensioni di trazione nella camicia determinando in questa maniera uno stato di tensione biassiale. Tuttavia stimare l'effetto del ritiro risulta essere comunque complesso e quindi si va a trascurare l'effetto del ritiro e si considererà uno stato di tensione uniassiale.

In ogni caso si può affermare che negli elementi rinforzati (incamiciati), la stima della distanza delle fessure è legata al trasferimento delle tensioni di aderenza alla zona tesa dell'elemento. Il trasferimento dello sforzo di taglio all'interfaccia tra l'elemento esistente e la camicia avviene a metà della distanza delle fessure, quindi tale distanza che indicheremo con S_r è sicuramente l'elemento chiave del modello analitico proposto. Le fessure sono equamente distribuite tra loro, lungo la lunghezza dell'elemento. Queste inizialmente si formano solo nello strato esterno e aumentano all'aumentare del carico fino a quando non si stabilizzano. Ciò normalmente succede quando la tensione nelle barre di armatura della camicia supera un determinato valore:

$$\sigma'_{s,cr} > f_{ctm}^j \frac{1 + \eta \rho_{s,eff}^j}{\rho_{s,eff}^j}$$

Dove:

- f_{ctm}^j è la resistenza a trazione del calcestruzzo della camicia;
- $\eta = \frac{E_s}{E_{cm}}$;
- $\rho_{s,eff}^j$ è l'effettivo rapporto di armatura della camicia calcolato come rapporto tra l'area totale di armatura e l'area di calcestruzzo mobilitata;

Lo spazio tra le fessure può essere stimato solo dopo la stabilizzazione delle stesse e assumendo che l'asse neutro che l'asse neutro abbia profondità costante. L'equilibrio del corpo libero in zona tesa della sezione composta lo possiamo raffigurare come segue:

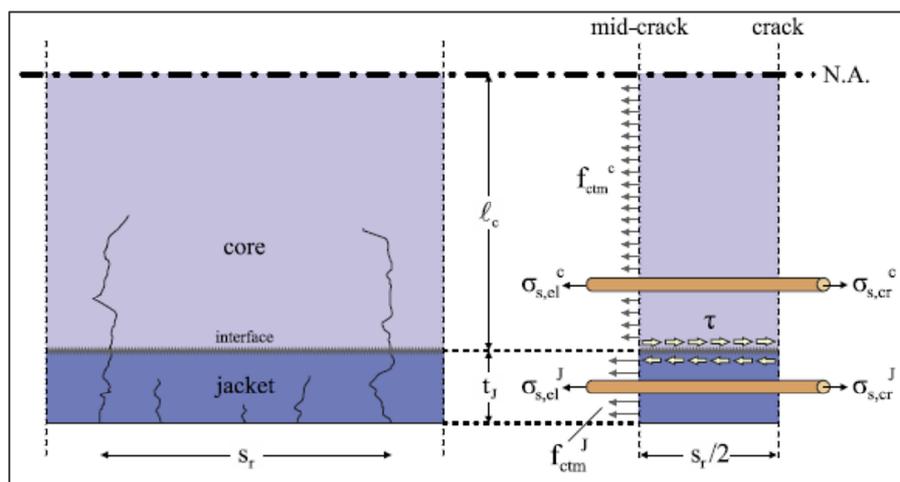


Figura 36-Equilibrio corpo libero in zona tesa e indicazione della distanza tra le fessure

Dall'equilibrio dello strato inferiore della camicia, lo sforzo di taglio τ che si sviluppa all'interfaccia sarà uguale a:

$$\tau \cdot \frac{S_r}{2} + f_{ctm}^j t_j b_j = n_j \frac{\pi D_{bj}^2}{4} (\sigma_{s,cr}^j - \sigma_{s,el}^j) \quad [1.1]$$

$$\tau = n_j \frac{\pi D_{bj}^j f_b^j}{b_j} - \frac{2}{S_r} f_{ctm}^j t_j \quad [1.2]$$

Dall'equilibrio invece della porzione di calcestruzzo esistente si ottiene:

$$2f_{ctm}^c l_c t_j + f_{ctm}^c l_c b_c - n_c \frac{\pi D_{bc}^2}{4} (\sigma_{s,cr}^c - \sigma_{s,el}^c) = \tau \cdot \frac{S_r}{2} \cdot b_j \quad [1.3]$$

$$S_r = \frac{2(2f_{ctm}^c l_c t_j + f_{ctm}^c l_c b_c)}{n_c \pi D_{bc} f_{bc} + \tau b_j} \quad [1.4]$$

Sostituendo infine la [1.2] nella [1.4] si ottiene la formulazione dell'espressione della distanza fra le fessure:

$$S_r = \frac{2(f_{ctm}^j t_j (2l_c + b_j) + f_{ctm}^c l_c b_c)}{\pi (n_j D_{bj}^j f_b^j + n_c D_{bc} f_{bc})}$$

Qui abbiamo b_c e b_j che sono la larghezza del nucleo e del rivestimento, l_c invece è l'altezza della zona tesa del nucleo, $f_{ctm,c}$ e $f_{ctm,j}$ rappresentano la resistenza a trazione del core e del jacket, n_c e n_j sono il numero di barre di armatura presenti nel core e nel jacket, D_{bj} e D_{bc} sono invece i diametri dell'armatura del jacket e dell'armatura del core, mentre $f_{b,c}$ e $f_{b,j}$ invece sono le tensioni di aderenza nel core e nel jacket.

Infine per l'analisi della domanda di sforzo di taglio all'interfaccia, che indichiamo con $\tau_{d,i}$, viene determinata esaminando la sezione longitudinale del pilastro (Fig.37), di lunghezza pari alla distanza di 2 fessure successive. La forza risultante di ciascuno strato ΣF_i (sommatoria delle forze agenti nelle barre e nel calcestruzzo di ciascuno strato), per un carico esterno applicato N_{ext} , viene impiegata per calcolare per calcolare la domanda di sforzo di taglio $\tau_{d,i}$, secondo la seguente espressione:

$$\tau_{d,i} = \frac{\Sigma F_i}{0,5 S_r b_j}$$

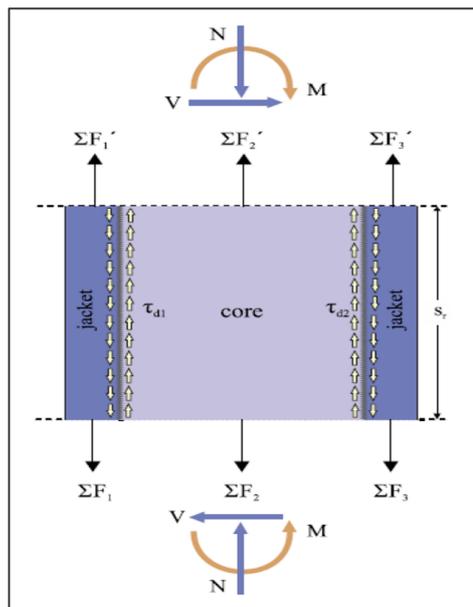


Figura 37- Equilibrio della sezione longitudinale tra due fessure adiacenti

2.4 Definizione dell' algoritmo della storia momento-curvatura

L' algoritmo che viene proposto di seguito ci permette di determinare la storia momento-curvatura di elementi in calcestruzzo armato rinforzati con incamiciatura in cemento armato, tenendo in conto dello scorrimento all' interfaccia tra l' elemento esistente e il rivestimento in condizione di carico ciclico. Assegnata una curvatura l' obiettivo che si propone ad ogni step di carico è quello di stabilire:

- L' equilibrio tra la capacità di taglio della sezione e la richiesta di taglio all' interfaccia per uno scorrimento s_r ;
- L' equilibrio delle forze agenti lungo la sezione trasversale;

Per la definizione dell' algoritmo risulta necessario definire una modello costitutivo per l' acciaio e un modello costitutivo per il calcestruzzo, in maniera tale da poter definire una rappresentazione a fibra della sezione incamiciata. Per ciò che riguarda il modello costitutivo del calcestruzzo si fa riferimento alle relazioni tensione-deformazione proposte da Martinez-Rueda. Si tiene in conto anche dell' azione di confinamento del calcestruzzo data dalla camicia realizzata, attraverso un coefficiente K. Si suppone inoltre il caso di perfetta aderenza tra il calcestruzzo e l' acciaio non tenendo conto dell' eventuale precarico che può gravare sul nucleo (esso può essere trascurato).

L' analisi, come precedentemente detto, viene effettuata effettuando una decomposizione della sezione in fibre (Fig.38) molto sottili, dove a ciascuna fibra sarà associato il legame costitutivo del materiale. Per determinare le forze interne alla sezione, e considerando valida l' ipotesi di Bernoulli-Eulero, sul mantenimento delle sezioni piane, potremo affermare che il profilo deformativo del pilastro può essere rappresentato attraverso 4 parametri che sono φ , ϵ_a , ϵ_b , ϵ_0 .

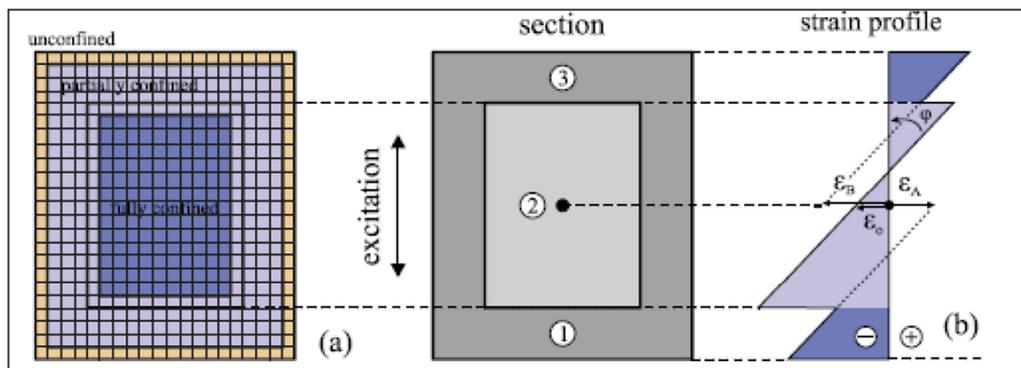


Figura 38 -Modello di decomposizione a fibre della sezione rinforzata

Proprio come viene indicato nella figura sovrastante, si possono notare i 4 parametri che ci permettono di definire il profilo deformativo della sezione rinforzata. Ad ogni step di curvatura $\Delta\varphi$, si va a determinare il valore del momento flettente M che corrisponde ad un nuovo valore di curvatura pari a $\varphi+\Delta\varphi$, per un determinato valore del carico esterno N_{ext} . Grazie a questo procedimento si può andare a determinare proprio l' andamento della curva momento-curvatura. Per ogni incremento della curvatura $\Delta\varphi$, si vanno a determinare gli altri parametri $\Delta\epsilon_a$, $\Delta\epsilon_b$, $\Delta\epsilon_0$, in maniera tale da poter determinare l' assetto deformativo della sezione rinforzata. A questo punto sarà possibile determinare il relativo scorrimento all' interfaccia superiore ed inferiore:

- $\Delta s_1 = (\Delta\epsilon_B - \Delta\epsilon_0) \frac{s_r}{2}$
- $\Delta s_2 = (\Delta\epsilon_A - \Delta\epsilon_0) \frac{s_r}{2}$

Determineremo poi con le formule precedentemente viste il valore degli scorrimenti s_1 e s_2 e quindi successivamente troveremo il valore di $\tau_{d,1}$ e $\tau_{d,2}$.

Integrando poi i valori di $\tau_{d,1}$ e $\tau_{d,2}$ lungo s_f si otterranno i valori delle risultanti ΣF_i . Si verifica infine che $N_{ext} - \Sigma F_i$ risulti essere minore di una certa tolleranza. In tal caso vorrà dire che si sarà trovata la convergenza. Raggiunta la convergenza il momento M e la relativa curvatura φ saranno archiviati ed una prima coppia della storia momento-curvatura sarà stata ottenuta.

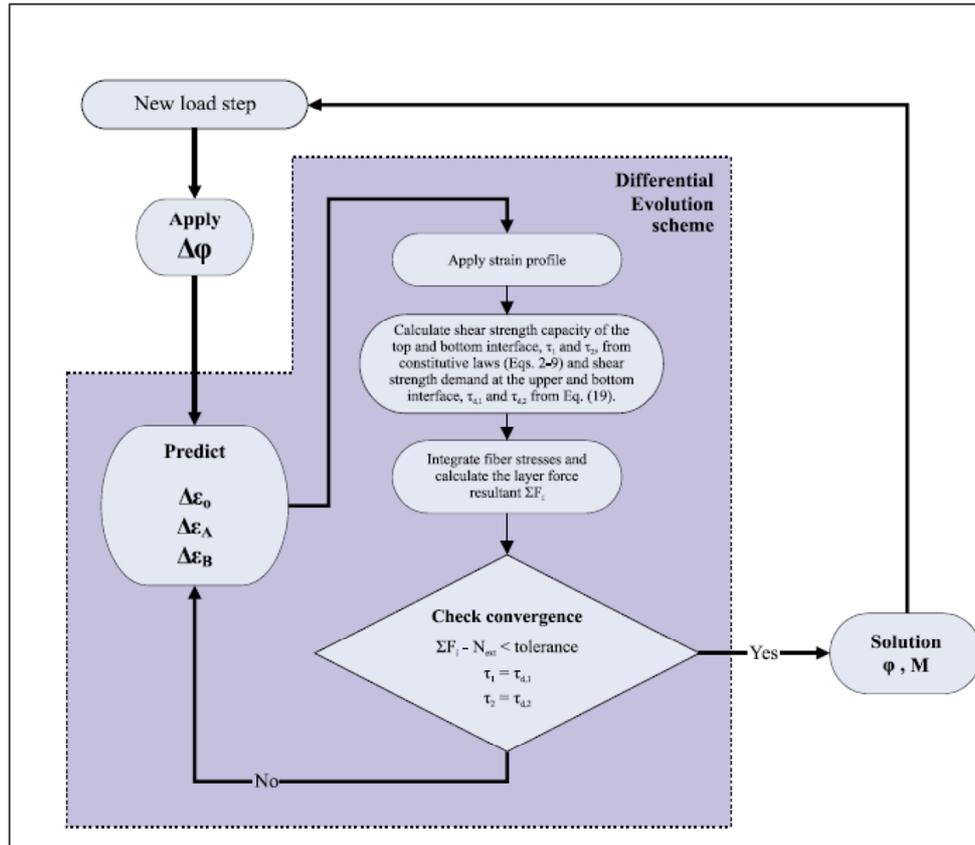


Figura 39 - Diagramma indicativo della procedura di calcolo della storia momento-curvatura

Dalla procedura descritta è evidente che molti parametri in gioco nel modello analitico proposto possono influenzare i risultati che sono stati ottenuti. Il parametro cruciale è sicuramente la spaziatura delle fessure s_f che influenza fortemente la domanda di taglio all'interfaccia $\tau_{d,i}$ e quindi controlla la risposta complessiva dell'elemento.

Anche la natura ciclica del carico e le conseguenti regole sul degrado adottate per i materiali, così come i meccanismi di resistenza al taglio, influenzano la risposta globale della sezione rinforzata. Proprio per ciò che riguarda le regole adottate sul degrado, si è visto come il parametro α , che viene impiegato per stimare i valori di τ_{deg} e D_{deg} , deve avere un valore circa di 0,5, poiché i diagrammi di momento curvatura che vengono fuori a seguito di condizioni di carico ciclico risultano essere compatibili con le curve sperimentali. Invece la comparazione delle curve di risposta al variare del parametro α , mostrano come nel caso in cui $\alpha=1$, si va a sottostimare la risposta.

2.5 Impiego di HPFRC per incamiciatura di pilastri e per altri interventi di natura strutturale

Negli ultimi anni è stata impiegata una nuova tecnica di rinforzo strutturale basata sull'utilizzo del calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni, chiamato anche HPFRC ossia high performance fiber reinforced concrete e può essere impiegato per interventi di rinforzo strutturale in zona sismica per edifici in cemento armato.

Innanzitutto, questa tipologia viene così definita in quanto sono presenti delle fibre di natura polimerica o metallica all'interno della matrice cementizia. L'aggiunta di fibre va a modificare le proprietà meccaniche del calcestruzzo, in quanto viene notevolmente migliorato il comportamento a trazione del materiale e soprattutto viene contrastata l'apertura delle fessure, in quanto tali fibre creano una specie di ponte di collegamento che tende a ricucire i lembi delle fessure (crack-bridging). Questo effetto di cucitura garantisce che il calcestruzzo abbia un'elevata resistenza residua a trazione dopo che è avvenuta la microfessurazione della matrice cementizia. La fibra quindi è in grado di garantire una resistenza a trazione residua anche nella fase postfessurata permettendo quindi il trasferimento dello sforzo di trazione da un lembo all'altro della fessura (tension-softening). Un ulteriore effetto dell'aggiunta di fibre all'interno della matrice cementizia è quello di garantire un miglioramento dell'aderenza tra calcestruzzo e barre di armatura (fenomeno del tension-stiffening).

La combinazione del tension-softening e del tension-stiffening determina un sostanziale cambiamento del comportamento del calcestruzzo, sia per ciò che riguarda il grado fessurativo dello stesso che la distanza e l'ampiezza delle fessure che si vengono comunque a creare. Infatti, gli HPFRC, rispetto ad un comune calcestruzzo sono caratterizzati da fessure di minor ampiezza, ciò ovviamente non fa altro che determinare un miglioramento della durabilità del materiale stesso riducendo in tale maniera il rischio di corrosione da parte degli agenti atmosferici e di agenti chimici.

Ovviamente con l'incremento di fibre aggiunte nel conglomerato cementizio non si fa altro che andare ad aumentare la resistenza a trazione del calcestruzzo stesso e non solo in quanto si ha anche:

- Aumento della resistenza agli urti;
- Incremento della resistenza alla fatica;
- Incremento della resistenza allo stress termico;

Ovviamente un incremento notevole nell'aggiunta di fibre all'interno dell'impasto sicuramente determina una notevole riduzione della lavorabilità del calcestruzzo stesso che comunque può essere contrastata attraverso l'aggiunta di additivi all'interno dell'impasto stesso che possono aiutare proprio a migliorare la lavorabilità del calcestruzzo (un esempio sono i fluidificanti e i superfluidificanti).

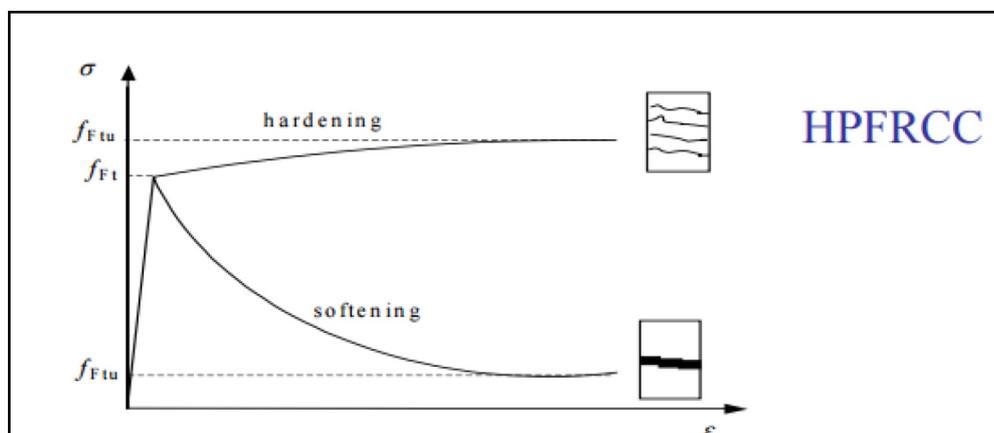


Figura 40- Comportamento a trazione del HPFRC

Ovviamente il principale effetto garantito dalla presenza delle fibre all'interno dell'impasto sicuramente è l'incremento di duttilità del calcestruzzo stesso, soprattutto nella fase fessurata. Infatti, la deformazione che porta alla rottura delle fibre è di circa 3 ordini di grandezza più grande rispetto alla deformazione che porta alla crisi del calcestruzzo.

Le fibre quindi non fanno altro che ridurre la fragilità del materiale, che collasserebbe dopo la formazione delle fessure, questo ovviamente a causa di uno scarso comportamento a trazione che caratterizza il calcestruzzo ordinario. Questa tipologia di miglioria quindi determina sostanzialmente un incremento della duttilità del calcestruzzo. La presenza di fibre infatti determina un comportamento elasto-plastico da parte del calcestruzzo che quindi risulterà in grado di supportare carichi dopo la formazione delle prime fessure.

Un ulteriore miglioramento del materiale si ha in termini di tenacità. Infatti, la presenza delle fibre riduce la propagazione delle fessure che si innescano a seguito dell'insorgenza di sforzi di trazione causati per esempio da fenomeni di ritiro del materiale stesso. Tali sforzi di trazione, seppure di bassa entità, risulteranno maggiori di quelli che il materiale di per sé può supportare determinando quindi la fessurazione dello stesso. La presenza delle fibre in questo caso permette di resistere a questi sforzi di trazione prevenendo quindi la propagazione delle fessure.

Per una percentuale di fibre indicativamente superiore al 2% si ha un miglioramento anche nella:

- Resistenza a flessione;
- Resistenza a trazione pura;
- Resistenza a taglio;

Tuttavia a seguito di prove sperimentali di laboratorio si è notato come la presenza delle fibre non determina un incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo né tantomeno un aumento del modulo elastico dello stesso. A tal proposito infatti, come vedremo anche successivamente, le istruzioni CNR DT 204-2006 ci suggeriscono di prendere in considerazione per i calcoli con calcestruzzi fibro-rinforzati la resistenza a compressione del calcestruzzo ordinario, non considerando sostanzialmente la presenza di fibre all'interno dell'impasto.

Le fibre che vengono impiegate sono di varia natura, dimensioni e forma, e in relazione alla dimensione e alla tipologia il calcestruzzo assume determinate proprietà.

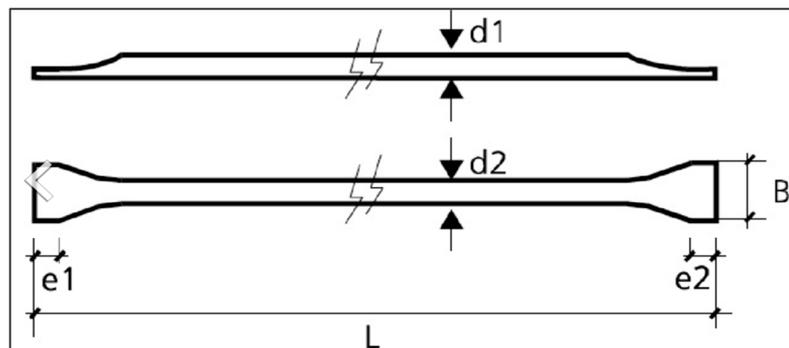


Figura 41-Fibra in acciaio

Tra le fibre maggiormente impiegate annoveriamo quelli in:

- Materiale polimerico: esse hanno un bassa resistenza al fuoco e possono essere suddivise in quelle che hanno un modulo elastico modestamente basso (come quelle in polipropilene, polietilene, poliestere) e quelle che hanno un elevato modulo elastico (come quelle in pva, carbonio);
- Acciaio: alcuni denominano il calcestruzzo con queste tipologie di fibre come SFRC (steel fiber reinforced concrete);
- Vetro: il calcestruzzo realizzato con queste fibre può essere identificato come GFRC (glass fiber reinforced concrete);

- Materiale naturale: si può parlare in tal caso di NFRC (natural fiber reinforced concrete);

Per poter contraddistinguere le fibre tra loro entra in gioco una caratteristica definita come rapporto di aspetto che sarebbe il rapporto tra la lunghezza della fibra e il suo diametro equivalente. Dal rapporto di aspetto dipendono diversi fattori come per esempio l'aderenza tra la matrice cementizia e il rinforzo fibroso, da cui a sua volta dipende anche l'azione di cucitura della fibra. Inoltre, anche l'efficacia stessa delle fibre aumenta all'aumentare del rapporto di aspetto, instaurando così una condizione di diretta proporzionalità.

Ricordiamo inoltre che le fibre che vengono maggiormente utilizzate nei calcestruzzi fibrorinforzati hanno normalmente una lunghezza che può variare da 1 millimetro e 80 millimetri con un rapporto di aspetto che può variare tra i 50 e i 400.

L'HPFRC è quindi una tipologia di calcestruzzo che ha una capacità deformativa nettamente maggiore di un qualsiasi calcestruzzo ordinario e per tale ragione il suo impiego in interventi di rinforzo strutturale è estremamente consigliato, come per esempio per la realizzazione di incamiciature di pilastri. I pilastri infatti sono degli elementi strutturali che richiedono grandi deformazioni di carattere anelastico e quindi l'impiego di questi calcestruzzi fibrorinforzati risulta essere estremamente indicato. Come vedremo in seguito nell'oggetto di studio di questa tesi, è possibile realizzare grazie all'impiego di HPFRC delle camicie di spessore relativamente modesto. Avendo questa tipologia di materiale un'apprezzabile resistenza a trazione si possono realizzare delle camicie senza l'impiego di barre di armatura all'interno delle stesse riducendo in tale maniera i costi di lavorazione legati proprio all'applicazione delle barre all'interno delle camicie dei pilastri rinforzati.



Figura 42- Successione delle fasi dell'incamiciatura con HPFRC

Questa tipologia di intervento presenta una serie di vantaggi nella sua applicazione:

- Comportamento del materiale incrudente a trazione;
- Il materiale è autolivellante e autocompattante;
- Possibilità di realizzare camicie senza l'aggiunta di barre di armatura, determinando un risparmio delle lavorazioni da effettuare, e di tempo per la realizzazione della camicia stessa;
- Si possono realizzare ridotti spessori anche di 3-4 cm,
- Si riducono le modifiche effettuate alla geometria degli elementi;
- Sono ridotto gli incrementi della massa degli elementi;
- Si possono ottenere delle pregevoli superfici senza l'intonacatura del pilastro stesso;
- Incremento della resistenza al fuoco;
- Incremento della rigidità dell'elemento;
- Incremento della durabilità del materiale;

Ovviamente tale presenta anche alcuni svantaggi come:

- A causa dell'aggiunta di fibre all'interno dell'impasto si riduce la lavorabilità dell'impasto, per tale ragione necessita l'impiego di alcuni additivi fluidificanti o superfluidificanti per aumentare la lavorabilità del calcestruzzo;
- I calcestruzzi fibro-rinforzati sono molto costosi, quindi è necessario valutare la fattibilità economica dell'intervento in relazione ovviamente all'incremento di resistenza desiderato negli interventi di rinforzo strutturale;

2.6 Inquadramento normativo dei calcestruzzi fibro-rinforzati

All'interno del DM 14 gennaio del 2008 (NTC08) nel paragrafo 8.6 è riportata la seguente dicitura: “*Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati nel capitolo 12*”.

Nel capitolo 12 sempre del medesimo decreto vi sono dei riferimenti tecnici, ossia delle indicazioni su altri documenti normativi di comprovata validità. Il testo riporta queste indicazioni:

“*In mancanza di specifiche indicazioni, a integrazioni delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:*

- *Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*
- *Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;*
- *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. Ii.;*
- *Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)”*

Infatti è proprio all'interno del CNR DT 204-2006 che vi sono delle indicazioni più dettagliate relative al calcestruzzo fibro-rinforzato. All'interno di tale documento viene indicato come l'aggiunta di fibre disperse all'interno della matrice cementizia va a modificare le proprietà meccaniche del calcestruzzo migliorando il comportamento a trazione del materiale e contrastando l'apertura delle fessure. Inoltre, si evince anche il comportamento degradante, che caratterizza una prova a trazione monoassiale sul calcestruzzo, viene modificato attraverso l'aggiunta di fibre di rinforzo. In particolare, si nota per piccole percentuali di fibre comprese tra lo 0,2-2%, il legame carico-spostamento a trazione del materiale presenta ancora un comportamento degradante, ma presenta una maggiore tenacità (Fig.43) e che invece per percentuali di fibre comprese tra il 2% e 8%, il comportamento a trazione presenta in ramo incrudente (Fig.44)

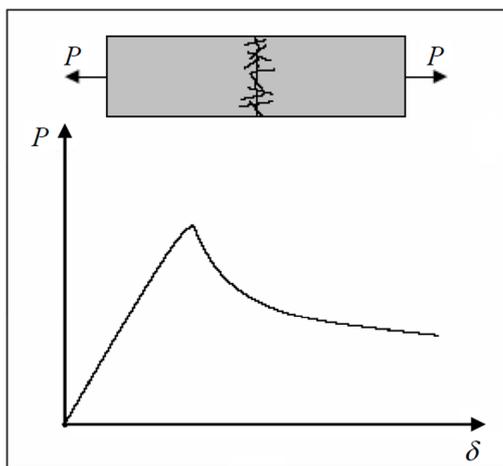


Figura 43-Diagramma carico-spostamento per un FRC con una bassa percentuale di fibre

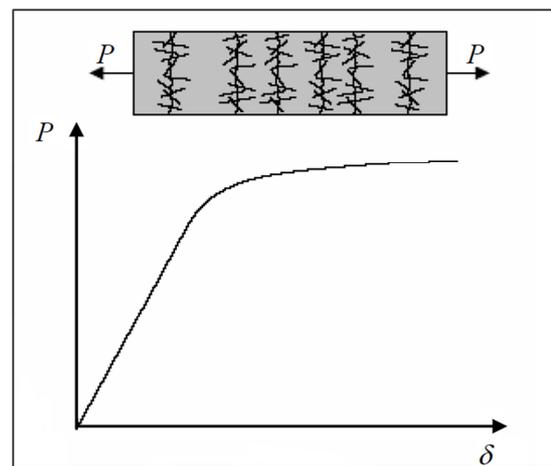


Figura 44-Diagramma carico-spostamento per un FRC con un'alta percentuale di fibre

All'interno della circolare vengono indicati dei valori indicativi della resistenza a trazione della singola fibra in relazione alla tipologia di fibra considerata. La resistenza a trazione precisamente viene valutata come rapporto tra la suddetta forza e l'area di sezione trasversale, definita anche come area del cerchio di diametro d_f . Vengono qui di seguito riportate due tabelle indicanti rispettivamente le classi di resistenza delle fibre di acciaio e delle fibre in carbonio.

Diametro equivalente [mm]	Resistenza minima a trazione [N/mm ²]												Prova di piegamento alternato
	R1				R2				R3				tutte le classi
	1)		2)		1)		2)		1)		2)		assenza di rotture
	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	
$0.15 \leq d_f < 0.50$	400	320	480	400	800	720	1080	900	1700	1360	2040	1700	
$0.50 \leq d_f < 0.80$	350	280	450	350	800	640	1040	800	1550	1240	2015	1550	
$0.80 \leq d_f \leq 1.20$	300	240	390	300	700	560	910	700	1400	1120	1820	1400	

1) Per fibre rettilinee
2) Per fibre sagomate

Figura 45-Classi di resistenza delle fibre di acciaio

Tipo di fibra	Diametro equivalente [10 ⁻³ mm]	Densità [g/mm ³]	Resistenza a trazione [MPa]	Modulo di elasticità normale [MPa]	Deformazione ultima [%]	Temperatura di ignizione (accensione) [°C]	Temperatura di fusione, ossidazione /decomposizione [°C]	Assorbimento d'acqua * [% in peso]
Acrilica	12.7-104.14	1.16-1.18	269-1000	13790-19306	7.5-50	-	221-235	1.0-2.5
Arammide I	11.94	1.44	2930	62055	4.4	Alta	482	4.3
Arammide II	10.16	1.44	2344	117215	2.5	Alta	482	1.2
Carbonio, PAN HM	7.62	1.6-1.7	2482-3034	379914	0.6-0.7	Alta	400	Nil
Carbonio, PAN HT	8.89	1.6-1.7	3447-3999	230293	1.0-1.5	Alta	400	Nil
Carbonio, pitch GP	9.91-12.95	1.6-1.7	483-793	27580-34475	2.0-2.4	Alta	400	3-7
Carbonio, pitch HP	8.89-17.78	1.80-2.15	1517-3103	151690-482650	0.5-1.1	Alta	500	Nil
Nylon	22.86	1.14	965	5171	20	-	200-221	2.8-5.0
Poliestere	19.81	1.34-1.39	227-1103	17237	12-150	593	257	0.4
Polietilene	25.4-1016	0.92-0.96	76-586	4999	3-80	-	134	Nil
Polipropilene	-	0.90-0.91	138-689	3447-4826	15	593	165	Nil
Polivinilalcol	14-600	1.30	880-1600	25000-40000	6-10	-	-	4.0

* in accordo con lo standard ASRM D570.

Figura 46-Proprietà fibre in carbonio

Per ciò che riguarda il comportamento a compressione del materiale, viene indicato all'interno del paragrafo 2.5.2.1 che le fibre generalmente riducono la fragilità del materiale aumentandone la duttilità, non andando tuttavia a modificare il comportamento a compressione del materiale. Per tale ragione nei calcoli di progetto e verifica, la resistenza a compressione del calcestruzzo fibro-rinforzato può essere assunta pari a quella della matrice.

Per ciò che invece riguarda il comportamento a trazione del materiale abbiamo già visto, secondo quanto indicato nella Fig. 40 come il calcestruzzo fibro-rinforzato può avere un comportamento degradante o incrudente in relazione al volume di fibre presenti all'interno dell'impasto. All'interno della circolare tuttavia, viene suggerito in ogni caso di applicare un approccio di tipo prestazionale che prevede la costruzione della curva costitutiva a trazione in maniera sperimentale per il calcestruzzo fibro-rinforzato considerato.

In particolar modo la circolare ci indica che per materiali con comportamento degradante il legame costitutivo tensioni-deformazioni (σ - ε) si basa sull'identificazione dell'apertura delle fessure al variare della lunghezza l_{cs} , che sarebbe la lunghezza caratteristica dell'elemento strutturale.

$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}}$$

Nel caso invece di materiale a comportamento incrudente, la fessurazione risulta essere maggiormente diffusa e quindi si può considerare una deformazione media valutabile dalle prove sperimentali. Mentre il valore della deformazione ultima si assume circa 1%. In definitiva si può dire che il legame costitutivo tensioni-deformazioni può essere schematizzato come segue:

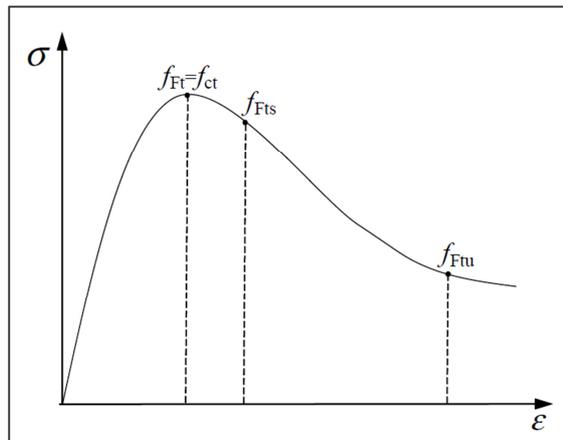


Figura 47-Legame tensione-deformazione

Si possono comunque impiegare anche dei legami costitutivi semplificati. Uno è un legame di carattere lineare avente al suo interno due rami uno incrudente e l'altro degradante in relazione al volume di fibre presente nell'impasto, l'altro invece lo definiamo rigido plastico e presenta un unico tratto costante. Tale diagramma si basa su una valutazione della resistenza equivalente ultima.

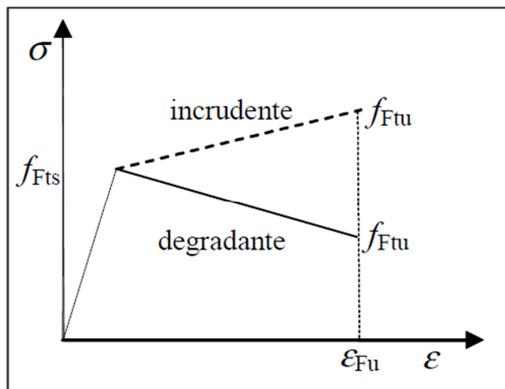


Figura 48-Legame semplificato lineare

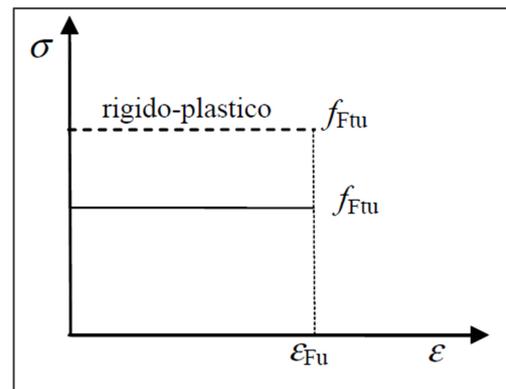


Figura 49-Legame rigido plastico

L'utilizzo per scopi strutturali del calcestruzzo fibro-rinforzato con comportamento degradante è consentito purché sia rispettato la seguente indicazione:

$$f_{Ftsk} / f_{Ftk} > 0,2$$

E in generale bisogna garantire per le strutture in calcestruzzo fibro-rinforzato che risulti essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_u \geq 1,2 \alpha_1$$

Capitolo 3 - Costruzione dei domini di interazione di un pilastro incamiciato

3.1 Introduzione al caso di studio

L'obiettivo che questa tesi propone è quello di andare a determinare il dominio di interazione di un pilastro realizzato in c.a. ipotizzando di rinforzare il pilastro stesso secondo tre metodologie differenti:

- Incamiciatura in cemento armato;
- Incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato con barre di armatura all'interno della camicia;
- Incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato senza barre di armatura all'interno della camicia;

Il passo successivo è il confronto e l'analisi dei domini di resistenza ottenuti in questi tre differenti casi di studio. È stato sviluppato un modello di calcolo semplificato per la determinazione dei domini di interazione di un pilastro incamiciato soggetto a sforzo normale e momento flettente. Tale approccio semplificato prevede sostanzialmente la determinazione di 4 punti caratteristici e quindi di 4 coppie di sforzo normale e momento flettente attraverso cui è stato possibile tracciare questi domini semplificati.

Per le tipologie di incamiciatura proposta sono stati analizzati due casi limite ossia il caso di completa aderenza tra la camicia e il pilastro esistente e il caso di mancata aderenza tra il jacket e il core. È stato quindi considerato un pilastro quadrato rinforzato con una camicia di 40 mm.

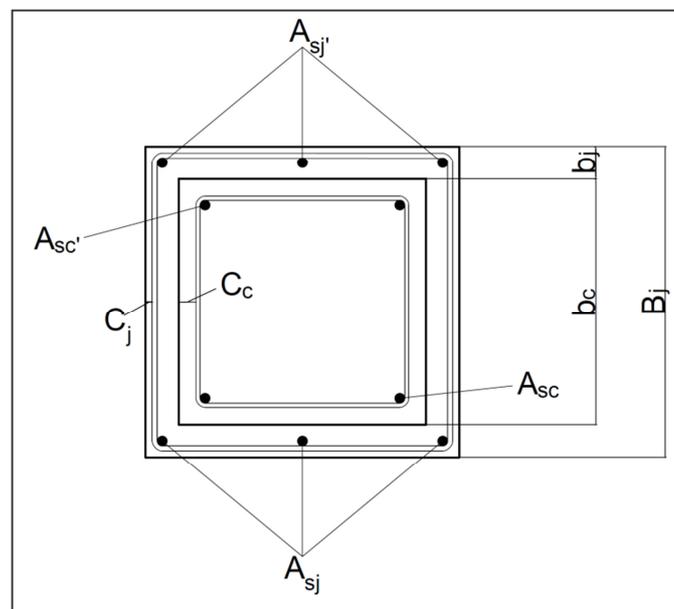


Figura 50- Caso di studio della sezione incamiciata

Analizzeremo ora caso per caso tutti i casi studiati.

3.2 Incamiciatura in c.a. – Caso di totale aderenza tra core e jacket

In questa prima situazione abbiamo analizzato il caso del pilastro incamiciato in cemento armato e abbiamo considerato la prima delle due situazioni limite ossia quella di totale aderenza tra l'anima del pilastro (core) e la camicia (jacket). Essendoci completa aderenza avremo che la sezione si comporterà sostanzialmente monoliticamente cioè all'interfaccia avremo le stesse deformazioni quindi potremo considerare le seguenti ipotesi:

- Le sezioni restano piane;
- Non si tiene conto del contributo a trazione del calcestruzzo;
- Consideriamo una perfetta aderenza tra le barre di armatura in acciaio e il calcestruzzo;

In questo caso abbiamo utilizzato come si evince in figura un legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo e un legame elastico perfettamente plastico per l'acciaio

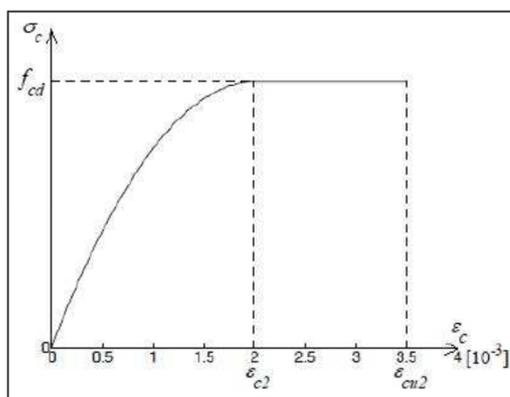


Figura 51- Legame costitutivo calcestruzzo

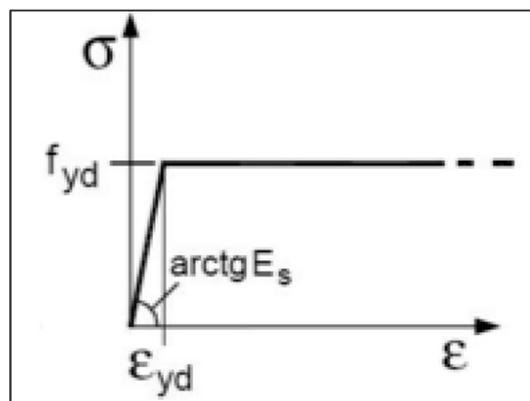


Figura 52- Legame costitutivo acciaio

Nella tabella che segue vengono riassunte le caratteristiche geometriche della sezione e meccaniche dei materiali impiegati.

SEZIONE			
CLS		ACCIAIO	
	[mm]		
B _j	380	n _{f,c}	2
b _c	300	n _{f,j}	3
C _c	20	d _{f,c} [mm]	12
C _j	25	d _{f,j} [mm]	12
b _j	40	A _{sc} =A _{sc} '[mm ²]	226,19
		A _{sj} =A _{sj} '[mm ²]	339,29

MATERIALI			
CLS		ACCIAIO	
	[Mpa]		[Mpa]
f _{ck,c}	18	f _{yk,c}	280
f _{ck,j}	25	f _{yk,j}	450
E _{c,c}	29303,18	γ _s	1,15
E _{c,j}	31475,81	E _s	205000
α _{cc}	0,85	f _{yd,c}	243,48
γ _c	1,5	f _{yd,j}	391,30
f _{cd,c}	10,2	ε _{yc}	0,0011877
f _{cd,j}	14,17	ε _{yj}	0,0019088

Figura 53- Tabelle riassuntive sulle proprietà geometriche e meccaniche della sezione

Dove:

- $f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo del core, $f_{ck,j}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo del jacket mentre f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $E_{c,c}$ è il modulo elastico del calcestruzzo del core, $E_{c,j}$ è il modulo elastico del calcestruzzo del jacket e infine E_s è il modulo elastico dell'acciaio;
- $f_{yk,c}$ e $f_{yk,j}$ è la tensione di snervamento caratteristica delle barre di armatura rispettivamente del core e del jacket mentre $f_{yd,c}$ e $f_{yd,j}$ sono le tensioni di snervamento di progetto delle barre del core e del jacket;
- ϵ_{cu} è invece la deformazione ultima del calcestruzzo posta pari a 0,35%
- ϵ_c deformazione del calcestruzzo in corrispondenza del tratto costante;
- $\epsilon_{y,c}$ e $\epsilon_{y,j}$ sono rispettivamente le deformazioni corrispondenti allo snervamento nelle barre di armatura del core e del jacket.

Come abbiamo detto in precedenza il dominio di interazione che viene determinato è un dominio semplificato che si basa sull'individuazione di punti caratteristici a ciascuno dei quali corrisponde una coppia M-N. I punti che vengono determinati corrispondono tutti ad un preciso profilo deformativo della sezione incamiciata. Qui di seguito vengono indicati i profili deformativi che sono stati presi in considerazione per il calcolo delle 4 coppie M-N.

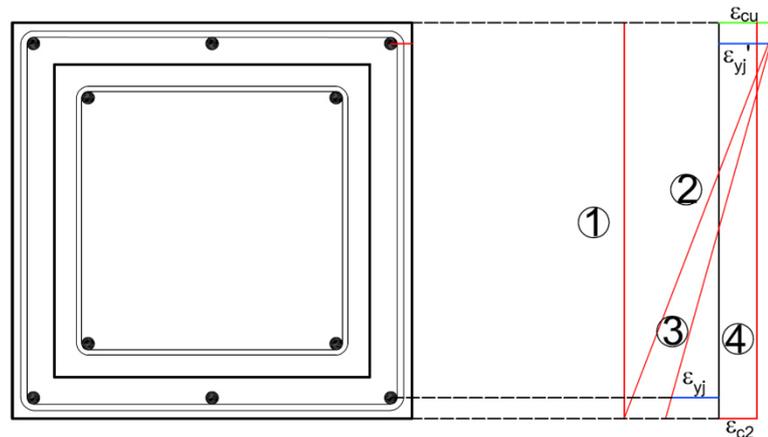


Figura 54-Individuazione dei 4 profili deformativi

Indicheremo in particolar modo:

- ϵ_c' la deformazione in corrispondenza del lembo di calcestruzzo superiore del core;
- ϵ_c la deformazione in corrispondenza del lembo di calcestruzzo inferiore del core;
- $\epsilon_{c,j}'$ la deformazione in corrispondenza del lembo di calcestruzzo superiore del jacket;
- $\epsilon_{c,j}$ la deformazione in corrispondenza del lembo di calcestruzzo inferiore del jacket;
- $\epsilon_{s,j}'$ la deformazione dell'armatura superiore del jacket;
- $\epsilon_{s,j}$ la deformazione dell'armatura inferiore del jacket;
- $\epsilon_{s,c}'$ la deformazione dell'armatura superiore del core;
- $\epsilon_{s,c}$ la deformazione dell'armatura inferiore del core;

Analizziamo innanzitutto il profilo deformativo 1, che corrisponde al caso della sezione completamente tesa. Abbiamo quindi uno sforzo normale di trazione dove tutte le armature risulteranno snervate come è indicato in figura. Essendo le armature tutte snervate risulterà:

$$\gamma_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = -1$$

E quindi avremo che $\gamma_j = \gamma_j' = \gamma_c' = \gamma_c = -1$. La configurazione deformata della sezione risulterà essere la seguente:

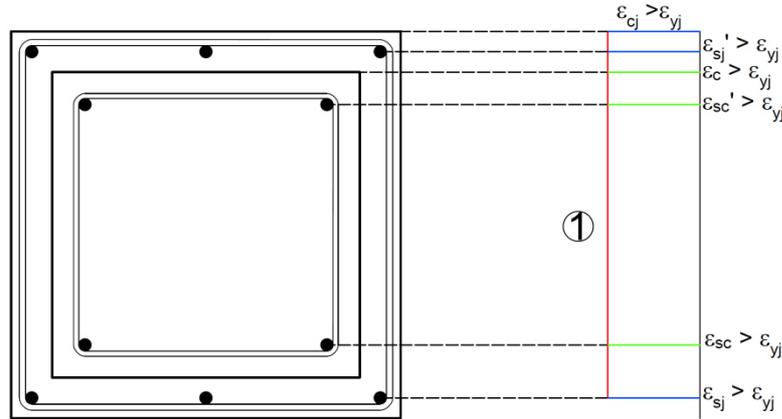


Figura 55-Profilo deformativo 1

Il profilo deformativo 2 invece corrisponde al caso in cui il lembo superiore di calcestruzzo della camicia raggiunge la deformazione ultima ϵ_{cu} e l'armatura superiore del jacket raggiunge la tensione di snervamento ϵ_{yd} . Impostando queste due relazioni sarà nota la pendenza della retta del diagramma delle deformazioni e sarà quindi possibile determinare, impostando delle semplici proporzioni, la posizione dell'asse neutro e sarà possibile conoscere le deformazioni di tutti gli elementi della sezione. Risulta noto quindi:

$$\epsilon_{cu} = 0,35\% = 0,0035;$$

$$\epsilon'_{sj} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391,3 \text{ MPa}}{205000 \text{ MPa}} = 0,001909;$$

$$\epsilon_{cu} : X_N = \epsilon'_{sj} : (X_N - C_j) \rightarrow X_N = \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} - \epsilon'_{sj})} \cdot C_j;$$

$$\epsilon_c' : (X_N - b_j) = \epsilon_{cu} : X_N \rightarrow \epsilon_c' = \frac{\epsilon_{cu}(X_N - b_j)}{X_N};$$

$$\epsilon_{sc}' : (X_N - b_j - C_c) = \epsilon_{cu} : X_N \rightarrow \epsilon_{sc}' = \frac{\epsilon_{cu}(X_N - b_j - C_c)}{X_N};$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{\epsilon_{cu}(X_N - b_j + C_c - b_c)}{X_N};$$

$$\epsilon_{sj} = \frac{\epsilon_{cu}(X_N - B_j + C_j)}{X_N};$$

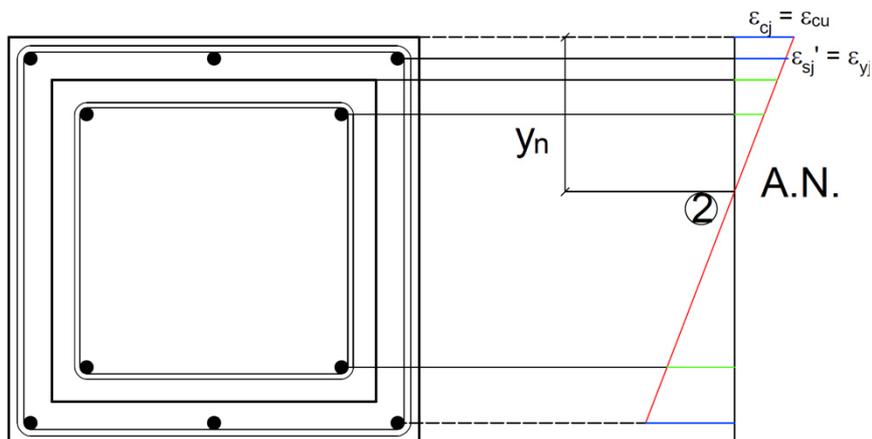


Figura 56-Profilo deformativo 2

Ovviamente anche in questo caso sono stati calcolati i valori dei coefficienti γ relativi alle armature considerate. In particolare, risulta:

$$\gamma'_C = \begin{cases} se |\varepsilon_{sc}'| > \varepsilon_{yc} & \gamma'_C = segno(\varepsilon_{sc}') \\ se |\varepsilon_{sc}'| < \varepsilon_{yc} & \gamma'_C = \frac{\varepsilon_{sc}' E_s}{f_{yc}} \end{cases}$$

$$\gamma_C = \begin{cases} se |\varepsilon_{sc}| > \varepsilon_{yc} & \gamma_C = segno(\varepsilon_{sc}) \\ se |\varepsilon_{sc}| < \varepsilon_{yc} & \gamma_C = \frac{\varepsilon_{sc} E_s}{f_{yc}} \end{cases}$$

$$\gamma_j = \begin{cases} se |\varepsilon_{sj}| > \varepsilon_{yj} & \gamma_j = segno(\varepsilon_{sj}) \\ se |\varepsilon_{sj}| < \varepsilon_{yj} & \gamma_j = \frac{\varepsilon_{sj} E_s}{f_{yj}} \end{cases}$$

Per ciò che invece riguarda il profilo deformativo 3 invece viene fissato che il lembo superiore del calcestruzzo della camicia raggiunge la deformazione ultima $\varepsilon_{cj}' = \varepsilon_{cu}$ e si fissa anche che l'armatura inferiore della camicia risulta snervata a trazione ($\gamma_j = 1$).

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\% = 0,0035;$$

$$\varepsilon_{sj} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391,3 \text{ MPa}}{205000 \text{ MPa}} = 0,001909;$$

$$\varepsilon_{cu} : X_N = \varepsilon_{sj}' : (X_N - C_j) \rightarrow X_N = \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sj}')} \cdot C_j;$$

$$\varepsilon_c' : (X_N - b_j) = \varepsilon_{cu} : X_N \rightarrow \varepsilon_c' = \frac{\varepsilon_{cu}(X_N - b_j)}{X_N};$$

$$\varepsilon_{sc}' : (X_N - b_j - C_c) = \varepsilon_{cu} : X_N \rightarrow \varepsilon_{sc}' = \frac{\varepsilon_{cu}(X_N - b_j - C_c)}{X_N};$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{cu}(X_N - b_j + C_c - b_c)}{X_N};$$

$$\varepsilon_{sj}' = \frac{\varepsilon_{cu}(X_N - C_j)}{X_N};$$

Qui di seguito invece sono indicati i valori dei coefficienti γ per ciascun'armatura:

$$\gamma'_C = \begin{cases} se |\varepsilon_{sc}'| > \varepsilon_{yc} & \gamma'_C = segno(\varepsilon_{sc}') \\ se |\varepsilon_{sc}'| < \varepsilon_{yc} & \gamma'_C = \frac{\varepsilon_{sc}' E_s}{f_{yc}} \end{cases}$$

$$\gamma_C = \begin{cases} se |\varepsilon_{sc}| > \varepsilon_{yc} & \gamma_C = segno(\varepsilon_{sc}) \\ se |\varepsilon_{sc}| < \varepsilon_{yc} & \gamma_C = \frac{\varepsilon_{sc} E_s}{f_{yc}} \end{cases}$$

$$\gamma_j' = \begin{cases} se |\varepsilon_{sj}'| > \varepsilon_{yj} & \gamma_j' = segno(\varepsilon_{sj}') \\ se |\varepsilon_{sj}'| < \varepsilon_{yj} & \gamma_j' = \frac{\varepsilon_{sj}' E_s}{f_{yj}} \end{cases}$$

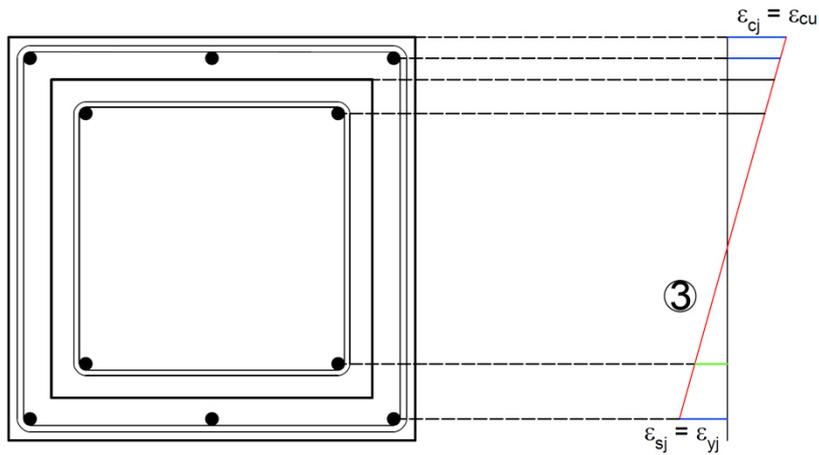


Figura 57-Profilo deformativo 3

Il profilo deformativo 4 invece si riferisce al caso della sezione interamente compressa in cui tutti i lembi di calcestruzzo e tutte le armature subiscono una deformazione pari a ϵ_{c2} per tale ragione avremo che tutte le armature sia quelle del core che quelle del jacket risulteranno essere snervate a compressione ($\gamma_j = \gamma_j' = \gamma_c = \gamma_c' = 1$).

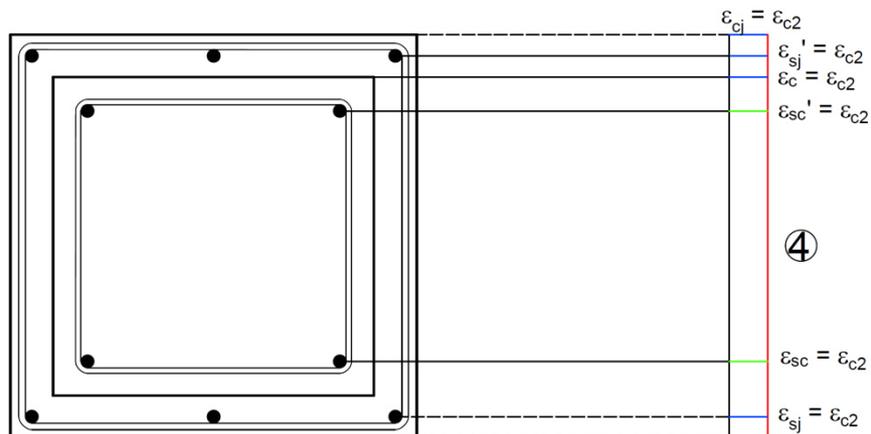


Figura 58-Profilo deformativo 4

Qui di seguito viene inserita una tabella riassuntiva per tutti i profili deformativi.

	ϵ_{cj}'	ϵ_{sj}'	ϵ_c'	ϵ_{sc}'	ϵ_{sc}	ϵ_{sj}	ϵ_c	ϵ_{cj}	Xn
PROFILO 1	/	/	/	/	/	/	/	/	/
PROFILO 2	0,0035	0,001909	0,000954	-0,00032	-0,01687	-0,019095	-0,018140	-0,020686	54,99
PROFILO 3	0,0035	0,003119	0,002891	0,002586	-0,00138	-0,001909	-0,00168	-0,00229	229,7182
PROFILO 4	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02

	γ_j	γ_j'	γ_c	γ_c'
PROFILO 1	-1	-1	-1	-1
PROFILO 2	-1	1	-1	-0,26848
PROFILO 3	-1	1	-1	1
PROFILO 4	1	1	1	1

Figura 59-Tabella riassuntiva dei 4 profili deformativi

Successivamente viene illustrato il procedimento di calcolo per la determinazione delle coppie M-N per ciascun profilo deformativo. Si va sostanzialmente, nei 4 casi sopra indicati, a risolvere le equazioni di equilibrio alla traslazione (che ci permette di trovare il valore di N) e alla rotazione (attraverso cui troviamo il valore di M). Si considera lo sforzo normale applicato nel baricentro e soprattutto positivo se è di compressione. Le forze agenti sulla nostra sezione sono le seguenti:

- C_j è la risultante degli sforzi di compressione della camicia (jacket);
- C_c è invece la risultante degli sforzi di compressione del pilastro esistente (core);
- F_j' è la risultante degli sforzi dell'armatura superiore della camicia;
- F_j è la risultante degli sforzi nell'armatura inferiore della camicia;
- F_c' è la risultante degli sforzi nell'armatura superiore del core;
- F_c è la risultante degli sforzi nell'armatura inferiore del core;

Possiamo quindi riscrivere nella seguente maniera l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$N = C_j + C_c + F_j' + F_j + F_c' + F_c$$

Per ciò che riguarda le risultanti degli sforzi nelle armature sappiamo che queste sono applicate nel baricentro dell'armatura stessa. In particolare, risulta:

- $F_j' = \gamma_j' \cdot f_{yj} \cdot A_{s,j}'$;
- $F_j = \gamma_j \cdot f_{yj} \cdot A_{s,j}$;
- $F_c = \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c}$;
- $F_c' = \gamma_c' \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c}'$;

Per ciò che invece riguarda le risultanti di compressione, esse possono essere determinate attraverso la seguente formulazione:

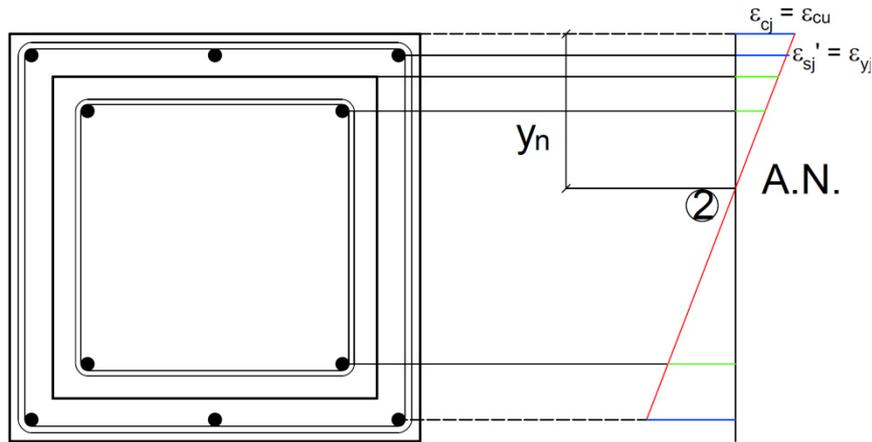
- $C_c = \int \sigma_{CC} dA_c$;
- $C_j = \int \sigma_{CJ} dA_j$;

In queste espressioni abbiamo σ_{CC} che risulta essere la tensione di compressione agente nel calcestruzzo del core mentre σ_{CJ} è la tensione di compressione agente nel calcestruzzo del jacket. I due precedenti integrali vengono risolti con il metodo di integrazione di Gauss-Legendre. In particolare, sappiamo che σ_{CC} e σ_{CJ} sono espressi dalla seguente legge, che è una legge parabola rettangolo:

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd} \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right) & \text{Per } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c = f_{cd} & \text{Per } \varepsilon > \varepsilon_{c2} \end{cases}$$

Come si evince dall'espressione precedente σ_c dipende non solo da ε ma anche da f_{cd} quindi la legge di σ_c varia per il jacket e per il core. Si riporta di seguito il procedimento analitico per il calcolo delle risultanti di compressione e quindi del valore dello sforzo normale e del momento flettente per il profilo deformativo 2. Lo stesso procedimento è stato ovviamente attuato anche per tutti gli altri profili deformativi.

Ricordiamo che il profilo deformativo 2 è caratterizzato dalla seguente configurazione



È possibile affermare che la risultante di compressione complessiva $C=C_j+C_c$, è quindi una somma della risultante degli sforzi di compressione nel core e nel jacket. Suddividiamo per semplicità l'area di calcestruzzo compressa in 4 aree, come nella figura successiva e andiamo a calcolare per le 4 aree la risultante degli sforzi di compressione su ognuna di esse.

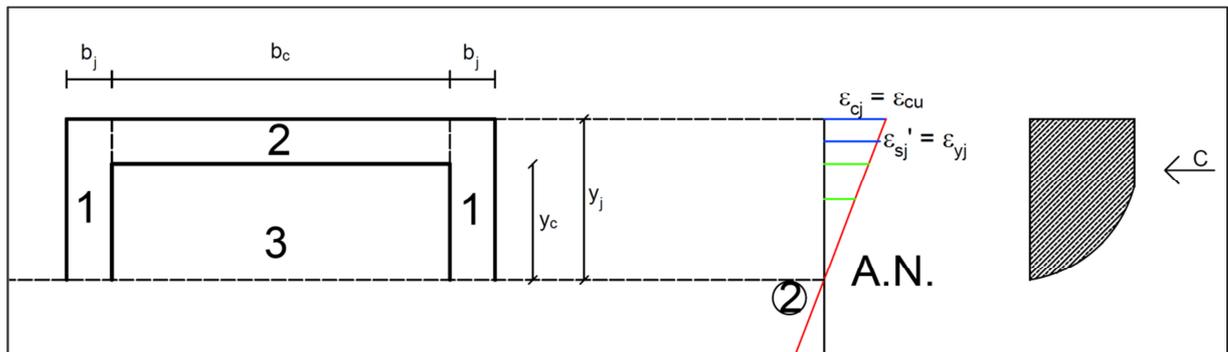


Figura 60-Andamento delle tensioni di compressione sul calcestruzzo

Possiamo riscrivere la seguente relazione per il calcolo della risultante di compressione:

$$C = 2C_j^{(1)} + C_j^{(2)} + C_c$$

Dove $C_j^{(1)}$ è la risultante degli sforzi di compressione dell'area di calcestruzzo 1, $C_j^{(2)}$ è la risultante degli sforzi di compressione dell'area 2, e C_c è la risultante degli sforzi di compressione nel core. La relazione può essere esplicitata quindi nella seguente maniera:

$$C = 2 \int_0^{Y_j} \sigma_j \cdot b_j \, dy + \int_{Y_c}^{Y_j} \sigma_j \cdot b_c \, dy + \int_0^{Y_c} \sigma_c \cdot b_c \, dy \quad [1]$$

Come abbiamo precedentemente visto la tensione σ agente nel calcestruzzo è funzione di ε , quindi per poter risolvere tale integrale sarà necessario effettuare un cambio di variabile e quindi è fondamentale trovare una relazione che ci permetta di definire in maniera inequivocabile la

variabile y in funzione di ε . Sarà possibile determinare tale relazione a partire dall'osservazione della figura seguente.

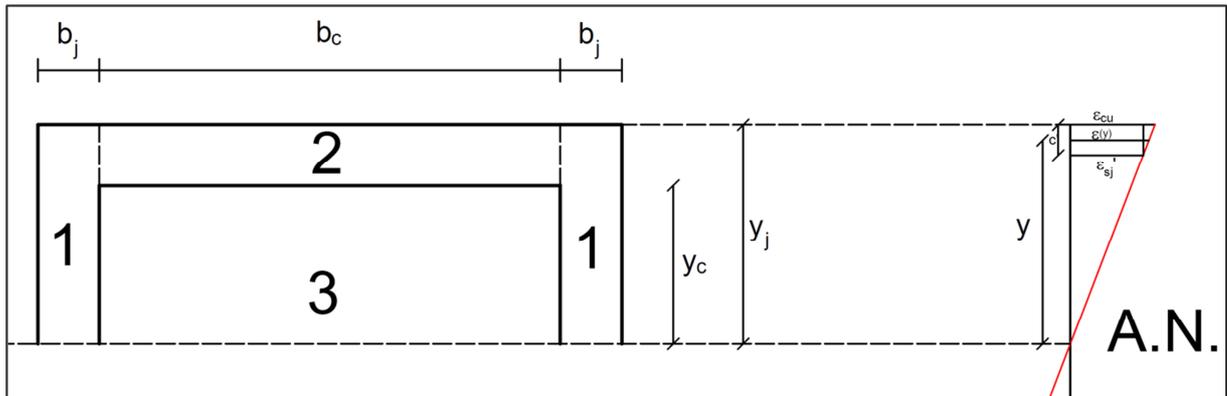


Figura 61-Relazione tra ε e y

Come si evince in figura consideriamo la generica deformazione $\varepsilon(y)$ e scriviamo la seguente similitudine tra triangoli:

$$(\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{sj}) : c' = \varepsilon(y) : y$$

$$\varepsilon(y) = \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{sj})}{c'} \cdot y$$

Quest'ultima relazione è equivalente alla seguente:

$$\varepsilon(y) = k_1 y \quad \text{con } y[0; y_c]$$

Dove:

$$k_1 = \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_{sj})}{c'}$$

Abbiamo trovato la relazione quindi che lega y ed ε . Infine possiamo scrivere anche:

$$\varepsilon(y) = k_1 y \rightarrow y = \frac{\varepsilon}{k_1} \rightarrow dy = \frac{d\varepsilon}{k_1}$$

Andando a sostituire nell'equazione 1 le relazioni trovate potremo riscrivere la risultante di compressione nella seguente maniera:

$$C = \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot d\varepsilon$$

L'equazione di equilibrio alla traslazione potrà essere quindi riscritta nella seguente maniera:

$$N = \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot d\varepsilon + \gamma'_j \cdot f_{y_j} \cdot A'_{s,j} + \gamma_j \cdot f_{y_j} \cdot A_{s,j} +$$

$$+ \gamma_c \cdot f_{y_c} \cdot A_{s,c} + \gamma'_c \cdot f_{y_c} \cdot A_{s,c}'$$

Come già detto precedentemente gli integrali sono risolti con il metodo di integrazione di Gauss-Legendre. È quindi di facile intuizione la scrittura dell'equazione di equilibrio alla rotazione che ci permette di calcolare il valore del momento flettente. Ricordiamo che il momento sarà calcolato

rispetto all'asse neutro e non rispetto al baricentro della sezione quindi all'interno dell'equazione rientrerà anche il momento flettente di N (applicata nel baricentro) rispetto all'asse neutro.

$$M = \frac{2b_j}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \, d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \, d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot \varepsilon \, d\varepsilon + \gamma_j' \cdot f_{yj} \cdot A'_{s,j}(z_j') + \gamma_j \cdot f_{yj} \cdot A_{s,j} \cdot (z_j) + \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c} \cdot (z_c) + \gamma_c' \cdot f_{yc} \cdot A'_{s,c} \cdot (z_c') + N \cdot z_N$$

Dove:

- z_j' è il braccio della tensione agente nell'armatura superiore del jacket rispetto all'asse neutro;
- z_j è il braccio della tensione agente nell'armatura inferiore del jacket rispetto all'asse neutro;
- z_c è il braccio della tensione agente nell'armatura inferiore del core rispetto all'asse neutro;
- z_c' è il braccio della tensione agente nell'armatura superiore del core rispetto all'asse neutro;
- z_N è il braccio tra lo sforzo normale agente e l'asse neutro della sezione;

Qui di seguito riportiamo una tabella riassuntiva delle sollecitazioni

	C_{tot} [N]	F_j [N]	F_j' [N]	F_c [N]	F_c' [N]	N [N]	M [Nmm]
PROFILO 1	0	-132766	-132766	-55073,5	-55073,5	-375680	0
PROFILO 2	232676	-132766	132766,4	-55073,5	-14786,3	162816,2	88024590
PROFILO 3	828483,6	-132766	132766,4	-55073,5	55073,49	828483,6	1,39E+08
PROFILO 4	1674439	132766,4	132766,4	55073,49	55073,49	2050119	0

Figura 62-Tabella riassuntiva delle sollecitazioni

Le 4 coppie M-N che quindi definiscono il dominio di interazione della sezione monolitica sono le seguenti

PUNTI DOMINIO	
N [kN]	M [kN*m]
-375,68	0,00
163	88,02
828	138,50
2050	0,00

Di seguito viene quindi riportato nella figura successiva il dominio di interazione della sezione monolitica con camicia in cemento armato.

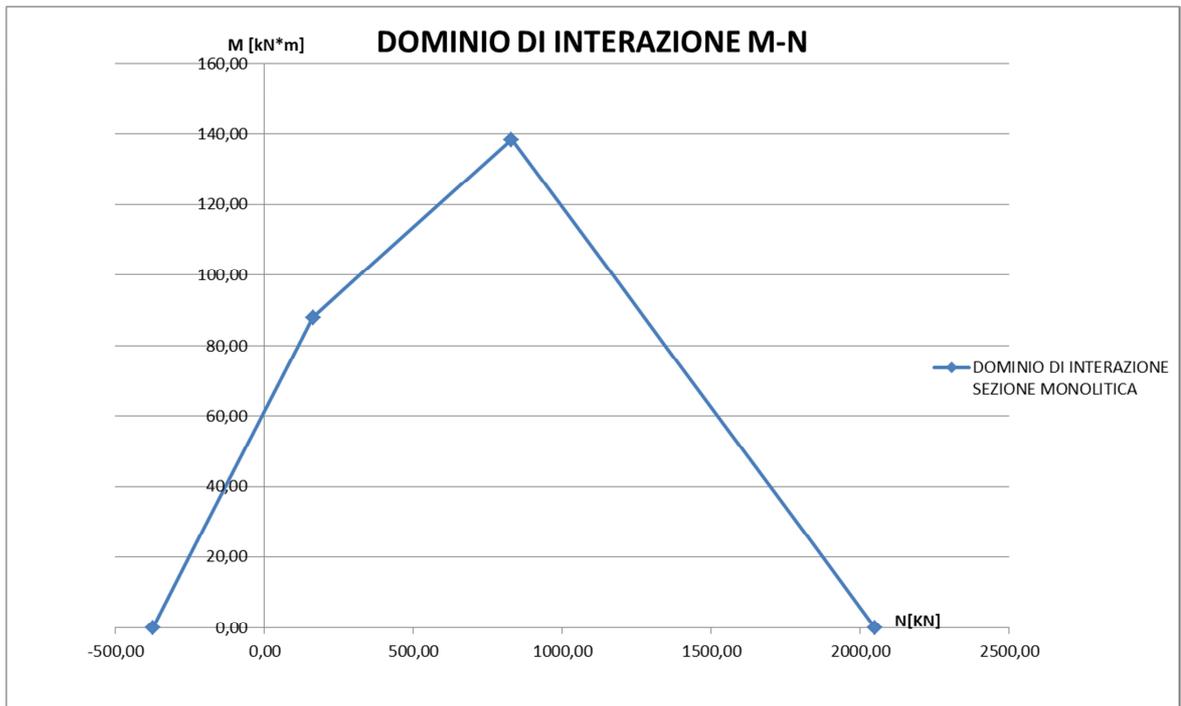


Figura 63- Dominio di interazione sezione monolitica con camicia in c.a.

3.3 Incamiciatura in c.a. – Caso di mancata aderenza tra core e jacket

Il caso di mancata aderenza tra core e jacket è la situazione limite in cui il pilastro esistente ed il rivestimento non si considerano aderenti tra di loro e quindi è come se ci fosse completo scorrimento tra i due elementi. Ciò ovviamente implica che proprio in corrispondenza dell'interfaccia si hanno delle deformazioni diverse tra il core e il jacket. Per tutte queste ragioni la sezione non verrà più considerata come una sezione monolitica ma verrà trattata come una sezione sconnessa.

Nel modello proposto di seguito si è pensato sostanzialmente di dividere la sezione incamiciata in due aree distinte core e jacket, considerandole sconnesse e analizzando come lo sforzo normale agente si ripartisse tra le due aree. Lo sforzo normale si ripartisce tra core e jacket proporzionalmente alla rigidezza assiale EA di questi due elementi. In una generica sezione, la rigidezza assiale della stessa si può esprimere nella maniera seguente.

$$EA_{TOT} = E_c A_c + E_s A_s$$

Dove:

- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo della generica sezione;
- A_c è l'area di calcestruzzo della generica sezione
- E_s è il modulo elastico dell'acciaio della generica sezione;
- A_s l'area delle barre di armatura della generica sezione;

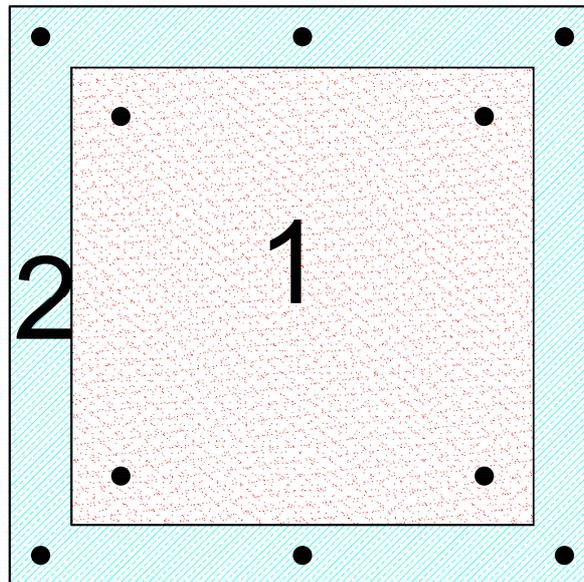


Figura 64-Sezione sconnessa

Quindi per prima cosa abbiamo calcolato il dominio di interazione solo del core e il dominio di interazione solo del jacket. Questi due domini sono stati determinati in maniera semplificata (quindi per 4 punti) impostando le equazioni di equilibrio alla rotazione e alla traslazione così come abbiamo fatto nel caso della sezione monolitica. Qui di seguito andiamo a riportare i domini semplificati del core e del jacket calcolati separatamente l'uno dall'altro.

➤ Sezione 1 (Core)

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[mm]				[Mpa]		[Mpa]
b_c	300	$n_{f,j}$	2	$f_{ck,c}$	18	$f_{yk,j}$	280
C_c	20	$d_{f,j}$ [mm]	12	$E_{c,c}$	29303,18	γ_s	1,15
		$As_j=As_j'$ [mm ²]	226,1947	α_{cc}	0,85	E_s	205000
				γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	243,48
				$f_{cd,c}$	0	$\epsilon_{y,j}$	0,001188

Figura 65-Proprieta geometriche e meccaniche del core

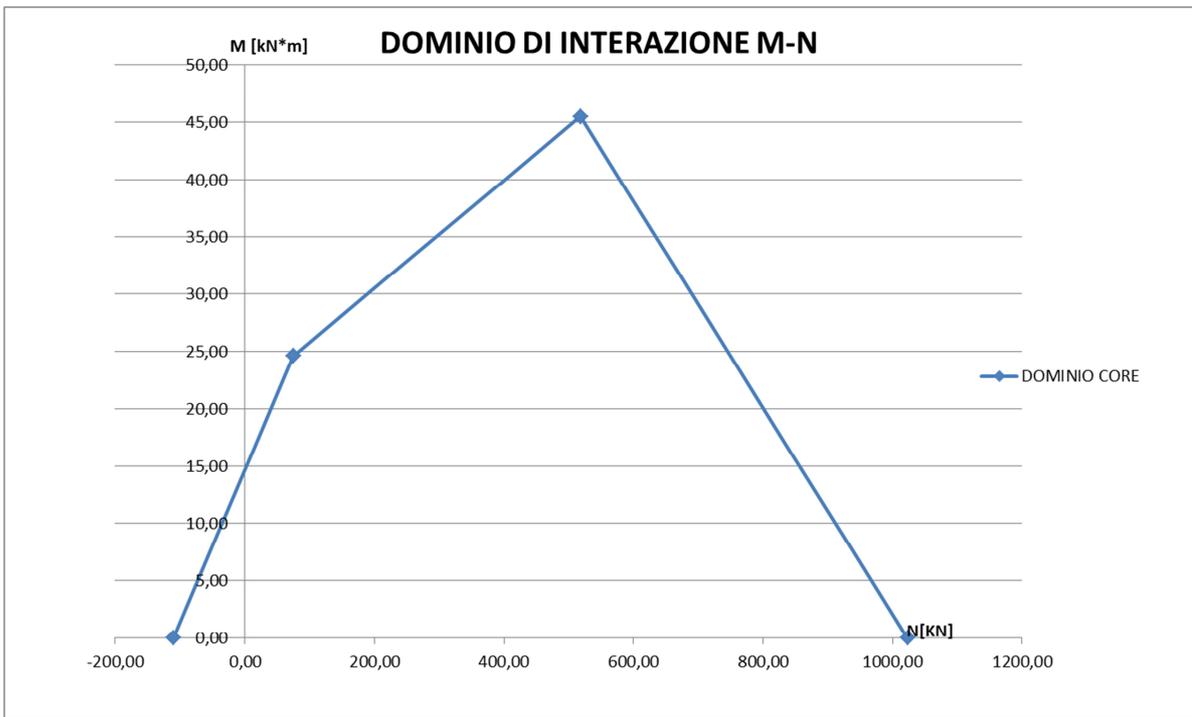


Figura 66- Dominio di interazione del core

Viene riportato inoltre in Fig.67 il valore delle coppie M-N del dominio di interazione del core con il metodo precedentemente visto e viene descritto di seguito il calcolo per la determinazione della rigidità assiale del core:

$$EA_{core} = E_{c,core}A_{c,core} + E_{s,core}A_{s,core} = 2730026015,14 N$$

N_c [kN]	M_c [kN]
-110,15	0,00
75	24,61
519	45,48
1023,53	0,00

Figura 67-Coppie M-N del dominio di interazione del core

Dove i valori dei moduli elastici e delle aree sono reperibili in Figura 65.

➤ Sezione 2 (Jacket)

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
B _j	380	n _{f,j}	3		[Mpa]		[Mpa]
b _c	300	d _{f,j} [mm]	12	f _{ck,j}	25	f _{yk,j}	450
C _j	25	A _{s,j} =A _{s,j} '[mm ²]	339,29	E _{c,j}	31475,81	γ _s	1,15
b _j	40			α _{cc}	0,85	E _s	205000
				γ _c	1,5	f _{yd,j}	391,30
				f _{cd,j}	14,17	ε _{yj}	0,001909

Figura 68-Proprieta geometriche e meccaniche del Jacket

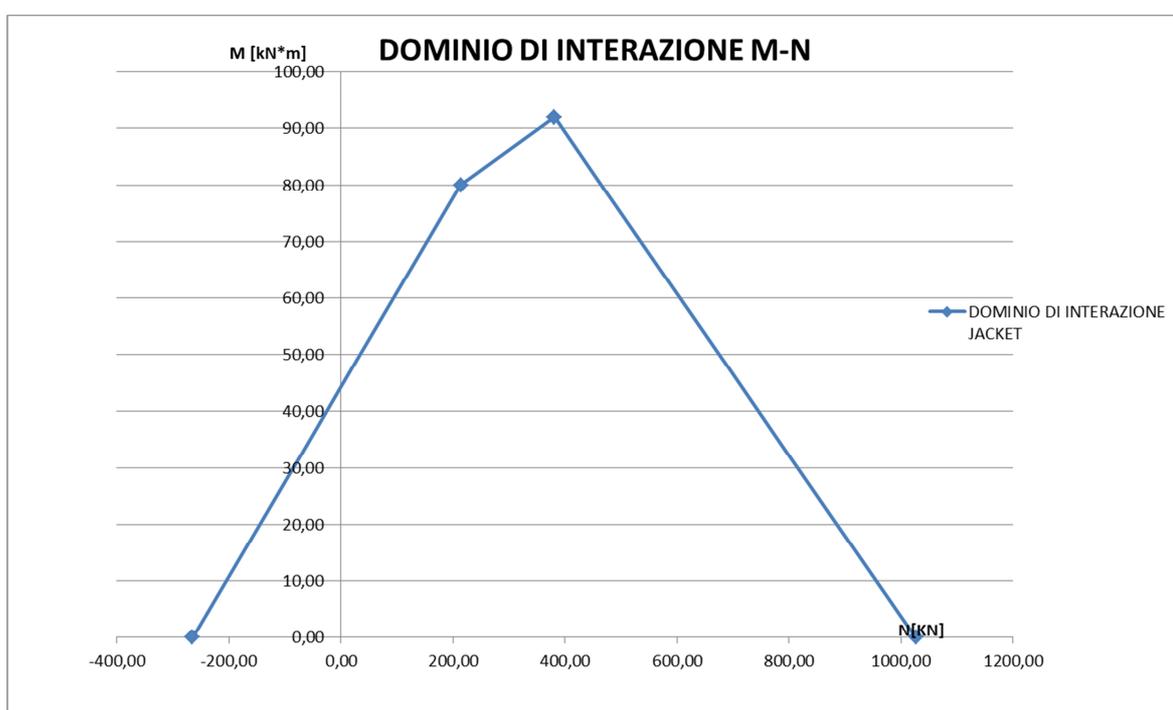


Figura 69- Dominio di interazione Jacket

Riportiamo qui di fianco in Fig.70 i valori delle coppie di momento flettente e sforzo normale che definiscono il momento di interazione del jacket. Per ciò che invece riguarda la rigidità assiale della sezione, la determiniamo come segue:

COPPIE MN JACKET	
N _j	M _j
-265,53	0,00
213,82	80,06
380,69	91,89
1026,59	0,00

Figura 70--Valori delle coppie di M-N del jacket

Una volta determinati i domini di interazione del core e del jacket bisogna determinare la ripartizione dello sforzo normale N_A sul jacket e sul core. Gli sforzi N_A che andiamo a considerare sono i valori di sforzo normale che sono stati calcolati nel caso della sezione monolitica (cioè per i quali la sezione è in equilibrio). Attraverso la seguente espressione si determina la ripartizione

degli sforzi normali tra core e jacket. Per ciò che riguarda il core esso risulterà soggetto ad uno sforzo di compressione N_c pari a:

$$N_c = \frac{EA_{core}}{EA_{core} + EA_{jacket}} \cdot N_A \quad [2]$$

Mentre per ciò che riguarda il jacket esso risulterà soggetto ad uno sforzo di compressione N_j pari a:

$$N_j = \frac{EA_{jacket}}{EA_{core} + EA_{jacket}} \cdot N_A \quad [3]$$

Sia per il core che per il jacket entreranno quindi nel loro dominio di interazione con i valori di sforzo normale rispettivamente N_c e N_j calcolati attraverso l'espressione precedente. In corrispondenza del valore di sforzo normale di entrata, troveremo il valore del momento flettente corrispondente (rispettivamente M_c e M_j), che sarebbe il massimo valore di momento flettente che la sezione può sopportare. Con questo procedimento andiamo quindi a trovare 4 coppie di punti per il jacket e per il core, che ci permette di valutare in che modo jacket e core presi singolarmente si comportano quando sono sottoposti a sforzi normali che portano la sezione monolitica a stato limite ultimo.

Se un elemento tra core e jacket (succede solo per il core avendo scendenti caratteristiche meccaniche) non resiste ad un determinato valore di N , vuol dire che il punto è fuori dal dominio e quindi tale sforzo normale viene portato solo dall'altro elemento dei due. Ovviamente in un caso come questo non si va a ripartire sull'altro elemento la totalità dello sforzo normale ma solo quella porzione di sforzo che l'elemento in questione non riesce a portare.

Inizialmente vediamo come si ripartiscono gli sforzi sul jacket. Siamo entrati nel dominio di interazione del jacket con i seguenti valori di sforzo normale (calcolati attraverso la [3])

N_j
-151,82
65,80
334,80
828,47

Figura 71- Valori di N calcolati in base alla rigidezza assiale del jacket

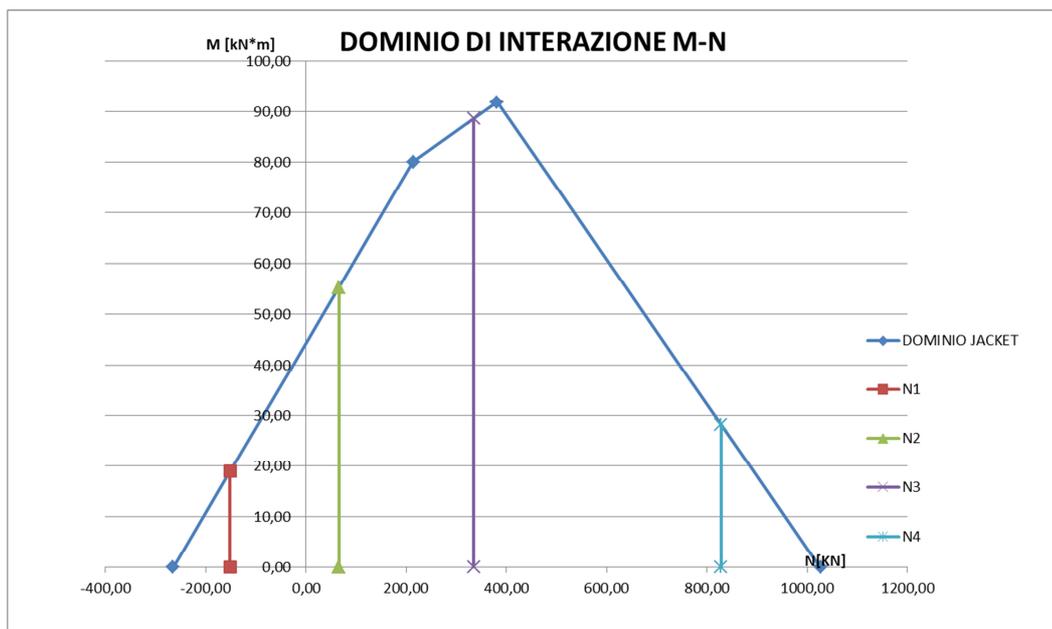


Figura 72-Ripartizione degli sforzi nel jacket

Le 4 coppie M-N del jacket che abbiamo trovato sono le seguenti e sono state calcolate con le espressioni precedenti e si nota infine che sono tutte interne al dominio.

COPPIE MN JACKET	
N_j	M_j
-151,82	18,99
65,80	55,34
334,80	88,64
828,47	28,19

Passiamo ora al core. Per il core siamo entrati nel dominio di interazione con i valori di sforzo normale indicati in figura 73.

N_j
-223,86
97,02
493,69
1221,65

Figura 73-Valori di N calcolati in base alla rigidezza assiale del core

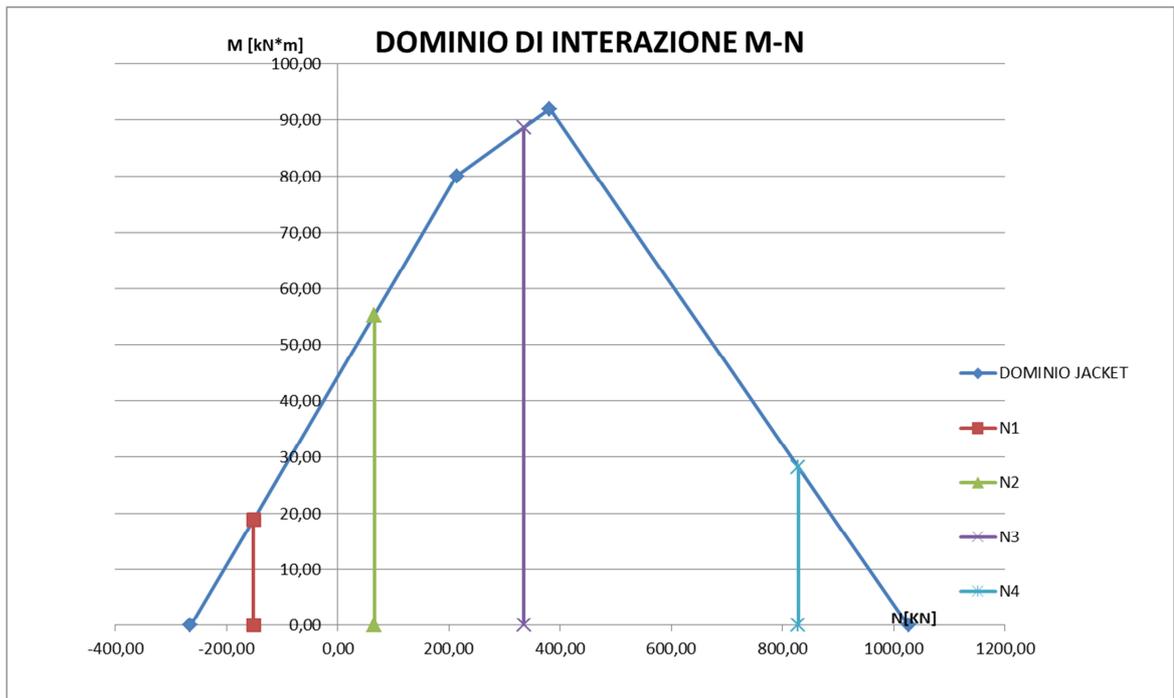


Figura 74-Ripartizione degli sforzi del core

COPPIE MN CORE	
N_j	M_j
-223,86	0
97,02	25,64
493,69	44,31
1221,65	0

Come si nota anche dalla figura successiva due valori di sforzo normale risulteranno essere esterni al dominio di interazione. In questo caso, come detto precedentemente, tali sforzi vengono ridistribuiti sul jacket. In particolare, il core supporterà lo sforzo normale fin dove sarà possibile e la restante parte di sforzo verrà portata dal jacket. La ripartizione è stata effettuata come indicata nella successiva tabella.

NEW COPPIE MN JACKET		NEW COPPIE MN CORE	
N_J	M_J	N_J	M_J
-265,53	0	-110,15	0,00
65,80	55,34	97,02	25,64
334,80	88,64	493,69	44,31
1026,59	0	1023,53	0,00

Figura 75-Ripartizione finale degli sforzi tra core e jacket nel caso di sezione sconnessa

Infine possiamo determinare il dominio di interazione del pilastro incamiciato nel caso di mancata aderenza (sezione sconnessa), dove le 4 coppie M-N necessarie per la costruzione del dominio semplificato sono caratterizzate dagli sforzi normali N_A (che sono i medesimi della sezione monolitica) e da momenti $M_A = \sum M_J$. Il dominio della sezione sconnessa è quello riportato nella figura seguente.

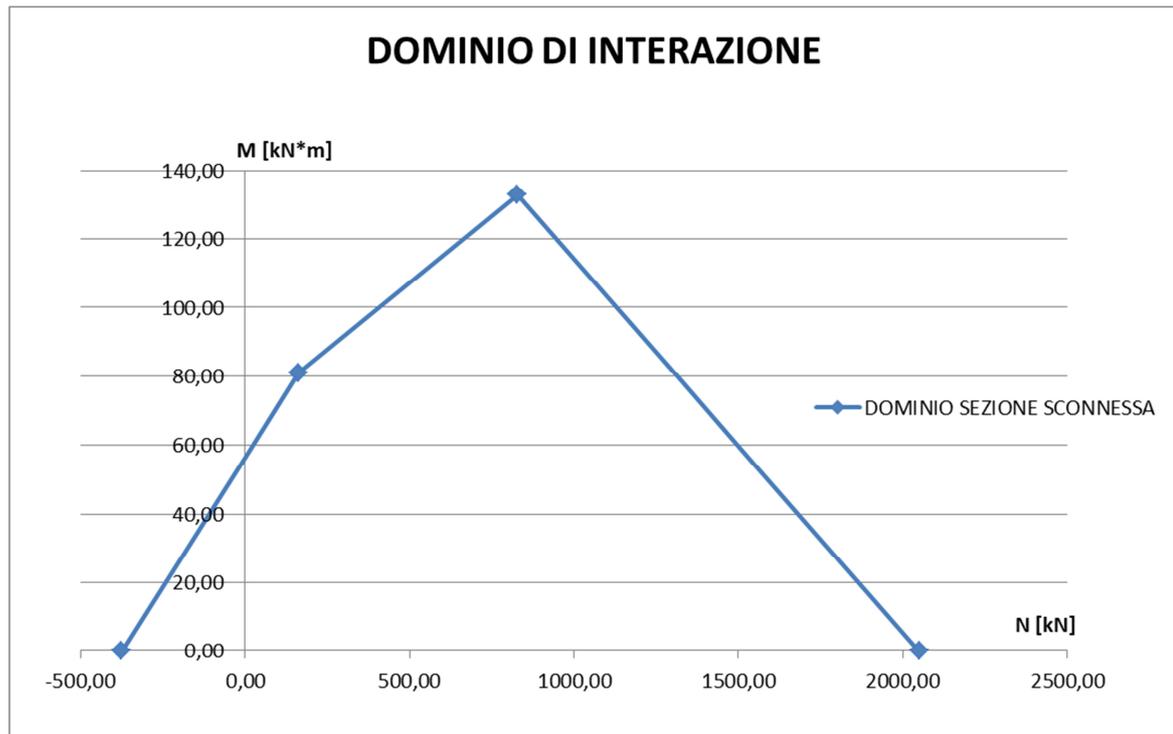


Figura 76-Dominio di interazione del pilastro incamiciato nel caso di sezione sconnessa

Nella tabella di fianco vengono invece riportati i valori numerici delle coppie di sforzo normale e momento flettente che caratterizzano il dominio di interazione del pilastro incamiciato nel caso di mancata aderenza.

DOMINIO SEZIONE NON MONOLITICA	
N_A	M_A
-375,68	0
163	80,97
828	132,94
2050	0

3.4 Incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato: EXOCEM FCC

L'analisi di resistenza che è stata condotta per il pilastro nel caso di incamiciatura in cemento armato è stata effettuata anche nel caso di incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato, con l'obiettivo di confrontare, in un primo momento, in termini di resistenza queste due tecniche di incamiciatura e i benefici che si possono trarre da esse.

Per il caso di incamiciatura in calcestruzzo fibro-rinforzato è stato impiegato un materiale composito fibro-rinforzato ad alte prestazioni meccaniche denominato come EXOCEM FCC. L'EXOCEM FCC è uno speciale composito premiscelato fibro-rinforzato con fibre polimeriche che è stato messo a punto per il rinforzo strutturale di elementi in cemento armato anche senza l'impiego di eventuali elementi metallici aggiuntivi. L'aggiunta di acqua a questo composito permette di ottenere una malta adesiva con elevata duttilità e durabilità. Questa tipologia di materiale ha un comportamento incrudente dopo la prima fessurazione, quindi vuol dire che la sua resistenza residua a trazione aumenta. EXOCEM FCC è caratterizzato da un livello di energia assorbita molto alto e ciò permette un elevato miglioramento del comportamento sismico delle strutture in c.a. in cui questo materiale viene impiegato.

Le fibre polimeriche che sono presenti nella matrice migliorano il comportamento globale del composito aumentando così la duttilità e la tenacità dello stesso. Inoltre, la presenza delle fibre oltre a ridurre l'insorgenza di fenomeni di degrado determina un incremento della capacità di assorbimento di energia da parte del materiale e ciò ovviamente va a rallentare il processo fessurativo del materiale. Le caratteristiche del materiale possono essere quindi schematizzate nella seguente maniera:

- È in grado di subire elevate deformazioni senza l'insorgenza di fenomeni di rottura locale;
- Elevata resistenza meccanica;
- Incremento della resistenza a flessione;
- Capacità di portare carichi anche dopo la fessurazione;
- Elevata resistenza agli agenti chimici;
- Elevata resistenza agli agenti fisici e quindi a cicli di gelo disgelo;
- Oltre ad esplicare un'azione di rinforzo strutturale sul calcestruzzo risulta esplicare anche un'azione protettiva sul calcestruzzo su cui viene applicato;

A differenza di altri materiali fibro-rinforzati EXOCEM FCC può essere impiegato in ambienti fortemente aggressivi, come per esempio quello marino. Dal punto di vista applicativo esso può essere impiegato per:

- Incamiciature di travi e pilastri di strutture in c.a. e rinforzo di nodi strutturali;
- Realizzazione di cappe collaboranti su solai in latero-cemento;
- Reintegro di travi;
- Rifacimento di impalcati di strutture da ponte;
- Ripristino di pavimentazioni come quelle aeroportuali;
- Realizzazione di rinforzi a taglio;

In fase applicativa è necessario ripulire opportunamente lo strato di sottofondo prima dell'applicazione di EXOCEM FCC, soprattutto per garantire una migliore adesione allo strato sottostante. Il materiale viene confezionato attraverso l'impiego di impastatrice meccanica e in particolar modo per un'unica unità di confezionamento si impiegano circa 100 kg di premiscelato secco e 2 kg di fibre polimeriche. Dopo l'aggiunta di fibre polimeriche si procede con l'aggiunta di acqua (circa 11-13 litri) e si procede con la mescolatura fino ad avere un composto fluido ed omogeneo.

Di seguito viene riportata una tabella riassuntiva indicante tutte le principali caratteristiche tecniche di EXOCEM FCC.

Diametro massimo inerte	3 mm
Acqua d'impasto per 4 sacchi di premiscelato secco (100 kg) + 1 confezione di fibre (2 kg)	11 – 13 litri
Consistenza della malta (EN 13395-1)	200 +/- 20 mm
Peso specifico malta fresca (EN 1015-6)	2,30 ± 0,05 g/cc
Volume di malta fresca per 100 kg di premiscelato secco	circa 50 litri
Resa (consumo di premiscelato secco)	circa 20 kg/m ² /cm
Espansione Contrastata 1 gg	>0,04%
Resistenza Compressione 1; 7; 28 gg (EN 12190)	>65; >70; >85 MPa
Resistenza a Trazione a 28 gg (CNR 204/2006)	6 MPa
Modulo elastico a 28 gg (EN 13412)	30 GPa
Forza d'aderenza alla barra liscia a 28 gg- RILEM-CEB-FIP- RC6-78	>4 MPa
Forza d'aderenza alla barra aderenza migliorata a 28 gg -RILEM-CEB-FIP- RC6-78	>25 MPa
Adesione al calcestruzzo a 28 gg (EN 1542)	≥4 MPa (si rompe il supporto)
Reazione al fuoco (EN 13501-1)	Euroclasse A1

Figura 77-Caratteristiche tecniche EXOCEM FCC

Per ciò che invece riguarda la duttilità del materiale in Fig. 78 viene riportata la curva carico-deformazione (CMOD) determinate dopo 28 giorni di maturazione. Nel grafico si nota la curva blu, che definisce il comportamento di EXOCEM FCC. Tale curva mostra un comportamento incrudente del materiale. La curva verde indica invece il comportamento di un'altra malta fibrorinforzata con macrofibre tradizionali, mentre la curva gialla indica il comportamento di una malta tradizionale.

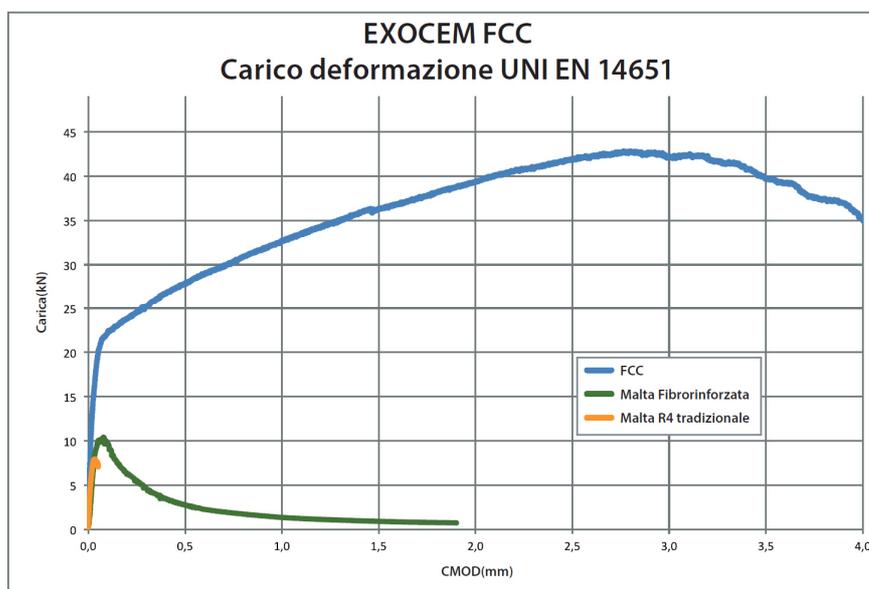
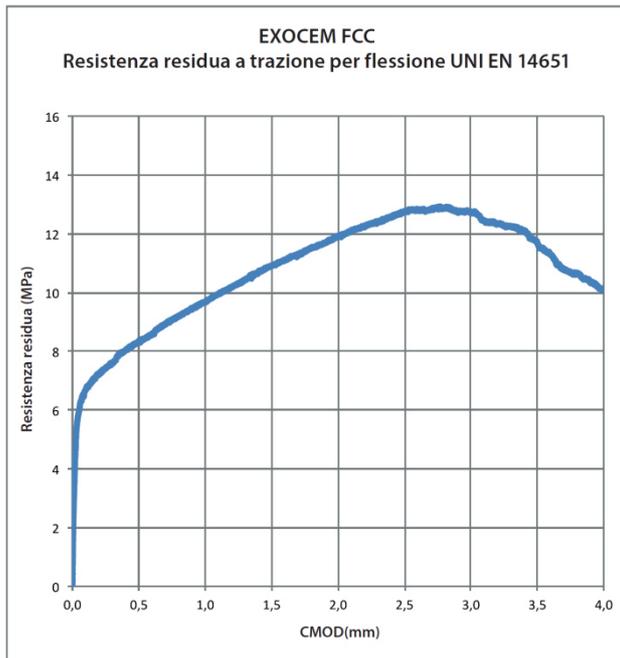


Figura 78-Curva carico-deformazione EXOCEM FCC

Nella Fig.79 invece viene riportato il grafico della resistenza a trazione residua di EXOCEM FCC e i relativi valori della resistenza residua a trazione per flessione f_{Rj} , determinati secondo quanto previsto dalla UNI EN 14651. Dalla curva si nota l'elevata duttilità del materiale.



Resistenza residua a trazione per flessione - f_{Ri} (MPa)	
CMOD 1= 0,5 mm	$f_{R1} = 6,05$
CMOD 2= 1,5 mm	$f_{R2} = 10,90$
CMOD 3= 2,5 mm	$f_{R3} = 12,70$
CMOD 4= 3,5 mm	$f_{R4} = 11,60$

Figura 79- Curva della resistenza a trazione residua per flessione di EXOCEM FCC e relativi valori di f_{Ri}

Se l'elemento rinforzato con EXOCEM FCC viene sottoposto a flessione o a taglio, una volta superato il limite elastico, si vede l'insorgenza di microfessurazioni. Ciò evidenzia che EXOCEM FCC incrementa la capacità di sopportare carichi crescenti. L'ampiezza delle microfessurazioni dipende essenzialmente dalla tipologia di fibre che viene impiegata che nel caso di EXOCEM FCC non supera i 100 micron per un volume di fibre superiore al 2%. Nella figura successiva vengono paragonate una malta tradizionale fibro-rinforzata e l'EXOCEM FCC e si nota come a parità di deformazione l'ampiezza delle fessure in un elemento rinforzato con EXOCEM FCC sia notevolmente minore.

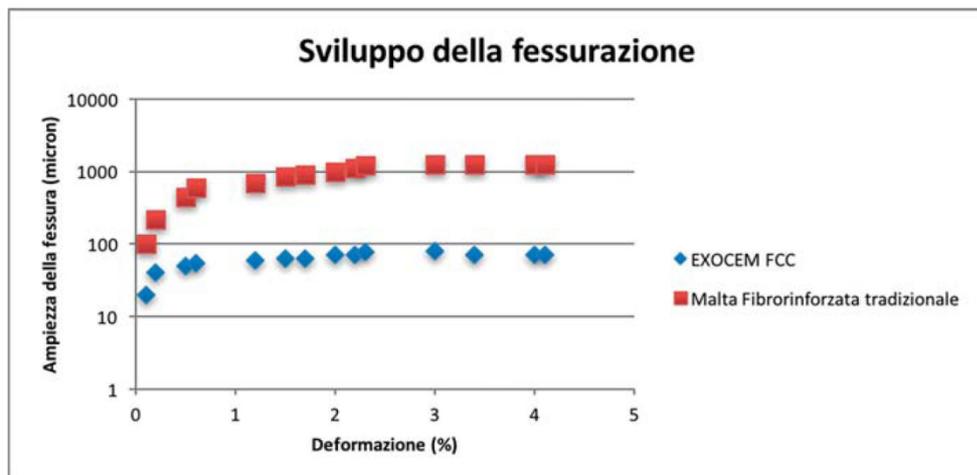


Figura 80- Diagramma di sviluppo della fessurazione

3.5 Incamiciatura del pilastro con EXOCEM FCC- Caso di completa aderenza tra core e jacket

Viene riproposta qui seguito l'analisi dell'incamiciatura del medesimo pilastro analizzato nei paragrafi 3.2 e 3.3. Tuttavia, in questo caso si è pensato di incamiciare il pilastro con il composito fibro-rinforzato EXOCEM FCC, lasciando invariata la geometria del core e del jacket e cambiando quindi solo il materiale impiegato per la realizzazione della camicia. Anche la tipologia di armature impiegate nel jacket risulta essere la medesima.

Per ciò che riguarda il comportamento del materiale a compressione e a trazione sono state seguite le istruzioni del CNR DT 204-2006. Come detto nei paragrafi precedenti e come indicato nel paragrafo 2.5.2.1 l'aggiunta delle fibre generalmente riduce la fragilità del materiale, non andando tuttavia a modificare il comportamento a compressione del materiale. Per tale ragione nei calcoli di progetto e verifica, la resistenza a compressione del calcestruzzo fibro-rinforzato può essere assunta pari a quella della matrice (nel nostro caso di studio è stato considerando un calcestruzzo con una classe di resistenza C25/30).

Per ciò che invece riguarda il comportamento a trazione di EXOCEM FCC si è ipotizzato un comportamento rigido-plastico

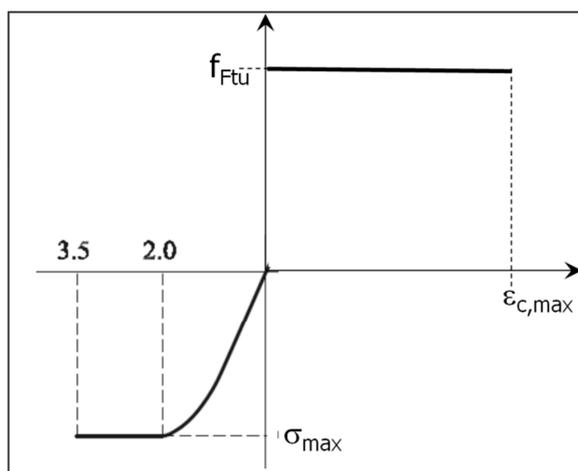


Figura 81-Legame σ - ϵ del calcestruzzo fibro-rinforzato a trazione e compressione

Dove in particolare si pone:

$$f_{Ftu,d} = \frac{f_{R3,k}}{1,5}$$

Per l'EXOCEM FCC si è trovato un valore di $f_{R3,k} = 12,7 \text{ MPa}$ e di conseguenza avremo che:

$$f_{Ftu,d} = \frac{12,7 \text{ MPa}}{1,5} = 2,82 \text{ MPa}$$

Questo primo caso che andiamo ad analizzare è il caso in cui tra il jacket e il core risulta esserci una condizione di totale aderenza, quindi non ci sono scorrimenti tra i due elementi e la sezione risulta essere monolitica. La tipologia di analisi condotta in questo caso risulta essere quindi la medesima rispetto al caso dell'incamiciatura in c.a. Di conseguenza avremo che le equazioni di equilibrio per il calcolo di M-N rispetto al caso precedente varieranno per la presenza del termine legato allo sforzo di trazione nel calcestruzzo teso.

Ricordiamo comunque che il dominio di interazione viene costruito analizzando sempre i 4 profili deformativi precedentemente individuati, e rispetto a tali profili sono state individuate le 4 coppie M-N.

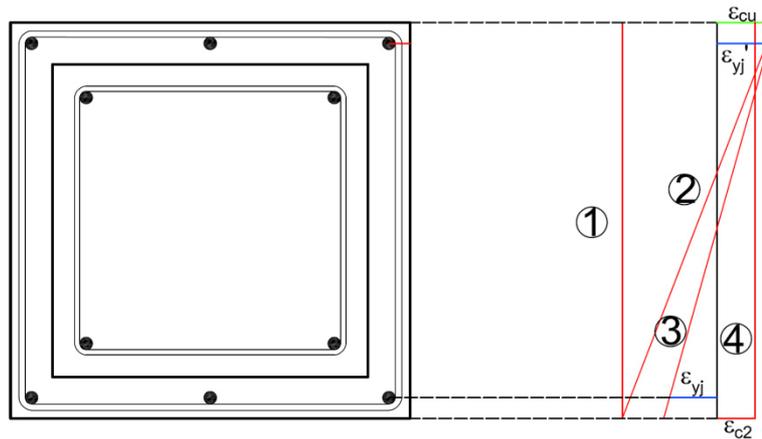


Figura 82-Profilo deformativi

MATERIALI				SEZIONE			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[Mpa]		[Mpa]		[mm]		
$f_{ck,c}$	18	$f_{yk,c}$	280	B_j	380	$n_{f,c}$	2
$f_{ck,j}$	25	$f_{yk,j}$	450	b_c	300	$n_{f,j}$	3
$E_{c,c}$	29303,18	γ_s	1,15	C_c	20	$d_{f,c}$ [mm]	12
$E_{c,j}$	31475,81	E_s	205000	C_j	25	$d_{f,j}$ [mm]	12
α_{cc}	0,85	$f_{yd,c}$	243,48	b_j	40	$A_{sc}=A_{sc}'$ [mm ²]	226,19
γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	391,30			$A_{sj}=A_{sj}'$ [mm ²]	339,29
$f_{cd,c}$	10,2	ϵ_{yc}	0,0011877				
$f_{cd,j}$	14,17	ϵ_{yj}	0,0019088				
$f_{ctm,j}$	2,56						
$f_{ctm,fl,j}$	3,08						
$f_{R3,k,j}$	12,70						
$f_{R3,d,j}$	4,23						
$f_{tu,d}$	2,82						

Figura 83-Proprietà geometriche e meccaniche della sezione incamiciata con EXOCEM FCC

I parametri calcolati quindi saranno gli stessi calcolati precedentemente e che riproponiamo nuovamente in tabella nella Fig.83

	ϵ_{cj}'	ϵ_{sj}'	ϵ_c'	ϵ_{sc}'	ϵ_{sc}	ϵ_{sj}	ϵ_c	ϵ_{cj}	Xn
PROFILO 1	/	/	/	/	/	/	/	/	/
PROFILO 2	0,0035	0,001909	0,000954	-0,00032	-0,01687	-0,019095	-0,018140	-0,020686	54,99
PROFILO 3	0,0035	0,003119	0,002891	0,002586	-0,00138	-0,001909	-0,00168	-0,00229	229,7182
PROFILO 4	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02

	γ_j	γ_j'	γ_c	γ_c'
PROFILO 1	-1	-1	-1	-1
PROFILO 2	-1	1	-1	-0,26848
PROFILO 3	-1	1	-1	1
PROFILO 4	1	1	1	1

Figura 84-Tabella riassuntiva dei 4 profili deformativi

Come fatto in precedenza analizziamo il profilo deformativo 2, come esempio esplicativo di come i calcoli sono stati condotti per la determinazione delle coppie di momento flettente e sforzo normale. Rispetto al caso di incamicatura in c.a. l'andamento delle tensioni ovviamente è variato proprio a causa della resistenza a trazione del calcestruzzo fibro-rinforzato. Tale andamento viene riportato nella figura successiva.

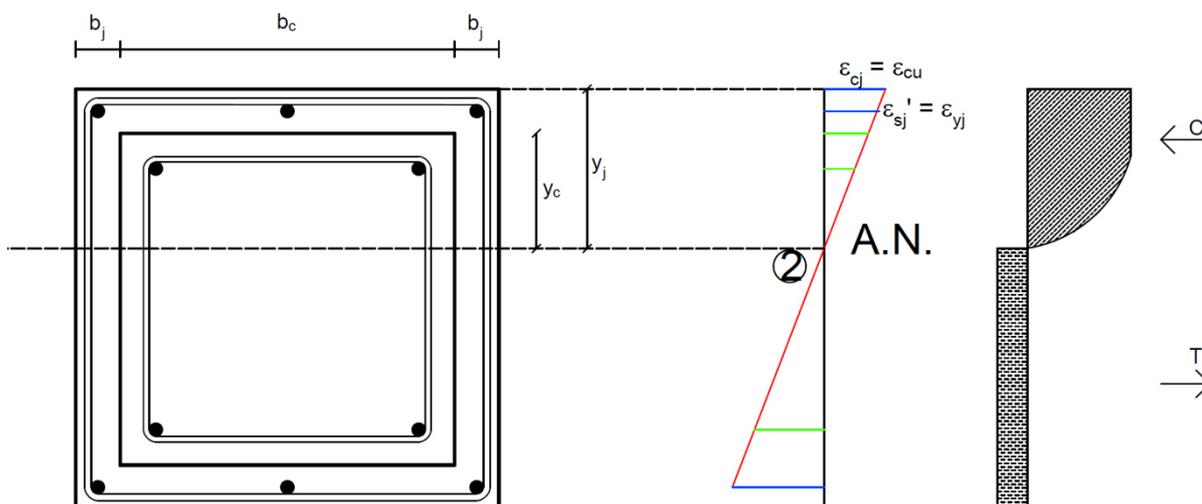


Figura 85-Andamento della tensione nel FRC nel profilo deformativo 2

Come detto precedentemente il procedimento analitico seguito risulta essere il medesimo impiegato per risolvere le equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione nel caso di incamicatura in c.a. Esse varieranno solo per il termine riferito alla resistenza a trazione del calcestruzzo fibro-rinforzato. Le equazioni verranno quindi riscritte nella seguente maniera:

$$N = \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot d\varepsilon + \gamma_j' \cdot f_{yj} \cdot A'_{s,j} + \gamma_j \cdot f_{yj} \cdot A_{s,j} + \\ + \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c} + \gamma_c' \cdot f_{yc} \cdot A'_{s,c} + \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon$$

La componente T_j legata quindi allo sforzo di trazione nel jacket sarà la seguente:

$$T_j = \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon$$

Ovviamente si modifica anche l'equazione di equilibrio alla rotazione che verrà espressa nella seguente maniera:

$$M = \frac{2b_j}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \gamma_j' \cdot f_{yj} \cdot A'_{s,j}(z_j') + \gamma_j \cdot \\ f_{yj} \cdot A_{s,j} \cdot (z_j) + \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c} \cdot (z_c) + \gamma_c' \cdot f_{yc} \cdot A'_{s,c} \cdot (z_c') + N \cdot z_N + \frac{2b_j}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \\ \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon$$

Riportiamo qui di seguito la tabella riassuntiva delle sollecitazioni in relazione al profilo deformativo

	C_{tot} [N]	F_j [N]	F_j' [N]	F_c [N]	F_c' [N]	T_j [N]	N [N]	M [Nmm]
PROFILO 1	0	-132766	-132766	-55073,5	-55073,5	-153528,8889	-529209	0
PROFILO 2	232676	-132766	132766,4	-55073,5	-14786,3	-107246,7022	55569,52	95799507
PROFILO 3	828483,6	-132766	132766,4	-55073,5	55073,49	-67796,96428	760686,6	1,48E+08
PROFILO 4	1674439	132766,4	132766,4	55073,49	55073,49	0	2050119	0

Figura 86-Tabella riassuntiva delle sollecitazioni per incamicatura in EXOCEM FCC nel caso di completa aderenza

Le 4 coppie M-N del dominio di interazione del pilastro incamicato con camicia in EXOCEM FCC nel caso di aderenza completa tra core e jacket sono le seguenti

N [kN]	M [kN*m]
-529,21	0,00
55,57	95,80
760,69	148,16
2050,12	0,00

Riportiamo infine nel caso analizzato il dominio di interazione.

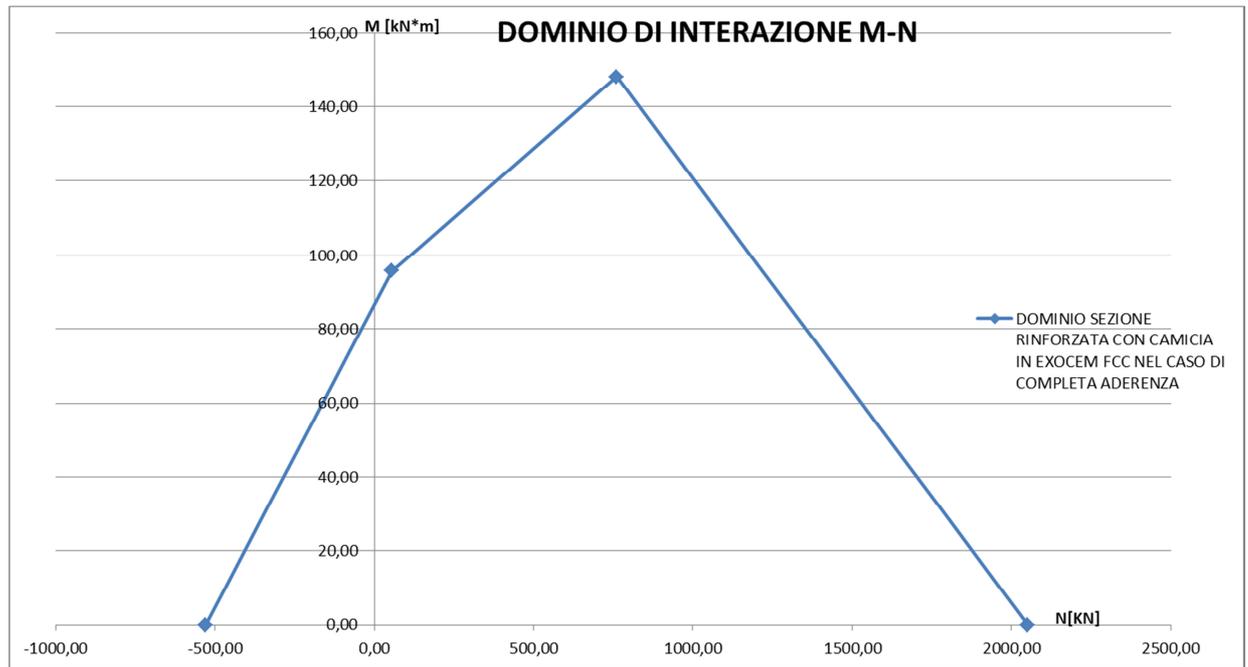


Figura 87-Dominio di interazione del pilastro incamiciato con camicia in EXOCEM FCC nel caso di completa aderenza tra core e jacket

3.6 Incamiciatura del pilastro con EXOCEM FCC- Caso di mancata aderenza tra core e jacket

L'analisi della situazione limite di mancata aderenza tra core e jacket, nel caso di incamiciatura in EXOCEM FCC, è stata condotta in maniera equivalente al caso di incamiciatura in cemento armato. Quindi si è supposto che core e jacket si comportassero come due elementi distinti che sono soggetti a fenomeni di scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia.

Come nel caso di mancata aderenza per l'incamiciatura in cemento armato, si è considerata la ripartizione degli sforzi tra i due elementi in relazione alla loro rigidezza assiale. Rispetto al caso precedente quindi l'unica variazione è rappresentata ovviamente dal materiale impiegato per la costituzione della camicia che in questo caso è EXOCEM FCC (nel Par.3.5 è stato già indicato il legame costitutivo impiegato per il materiale).

Innanzitutto, sono stati determinati i domini di interazioni dei due elementi core e jacket come entità distinte l'una dall'altra.

➤ Sezione I (core)

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[mm]				[Mpa]		[Mpa]
b_c	300	$n_{f,j}$	2	$f_{ck,c}$	18	$f_{yk,c}$	280
C_c	20	$d_{f,c}$ [mm]	12	$E_{c,c}$	29303,18	γ_s	1,15
		$A_{sj}=A_{sj}'$ [mm ²]	226,19	α_{cc}	0,85	E_s	205000
				γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	243,48
				$f_{cd,c}$	0	ϵ_{yj}	0,001188

Figura 88-Proprietà geometriche e meccaniche del core

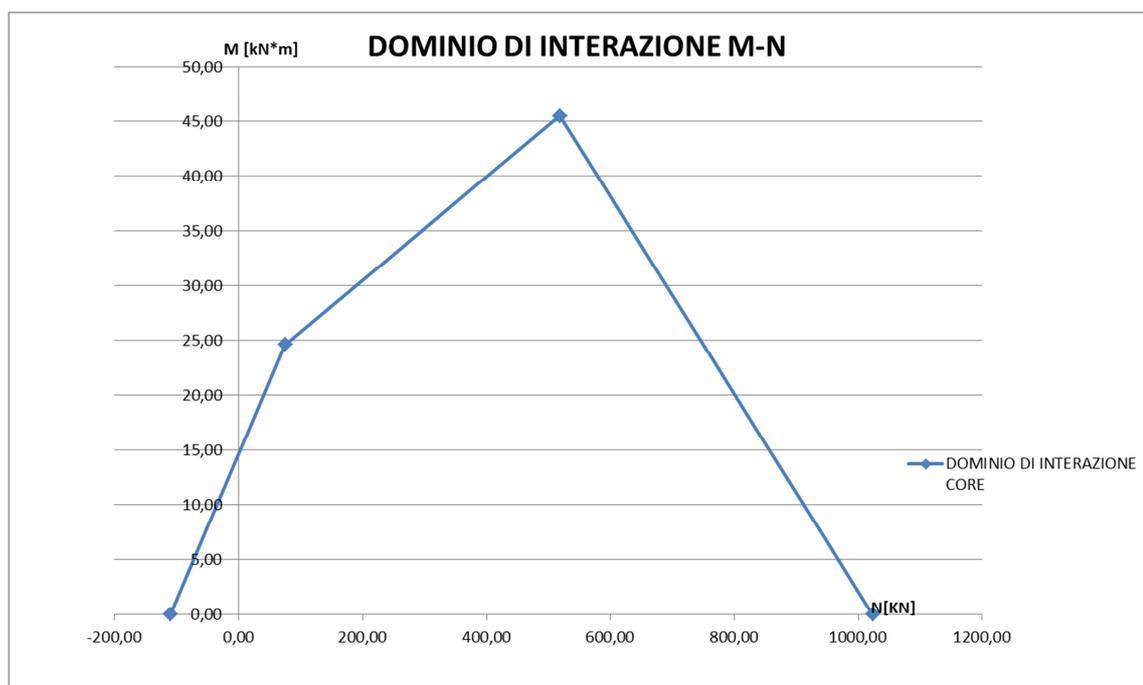


Figura 89-Dominio di interazione core

Riportiamo nella tabella di fianco i valori delle coppie di momento flettente e sforzo normale che definiscono il dominio di interazione del core. Per ciò che invece riguarda il calcolo della rigidezza assiale, (come nel caso della sezione in c.a.) è stata determinata come segue:

$$EA_{core} = E_{c,core}A_{c,core} + E_{s,core}A_{s,core} = 2730026015,14 N$$

I valori dei moduli elastici e delle aree sono riportati nella tabella in Fig.88.

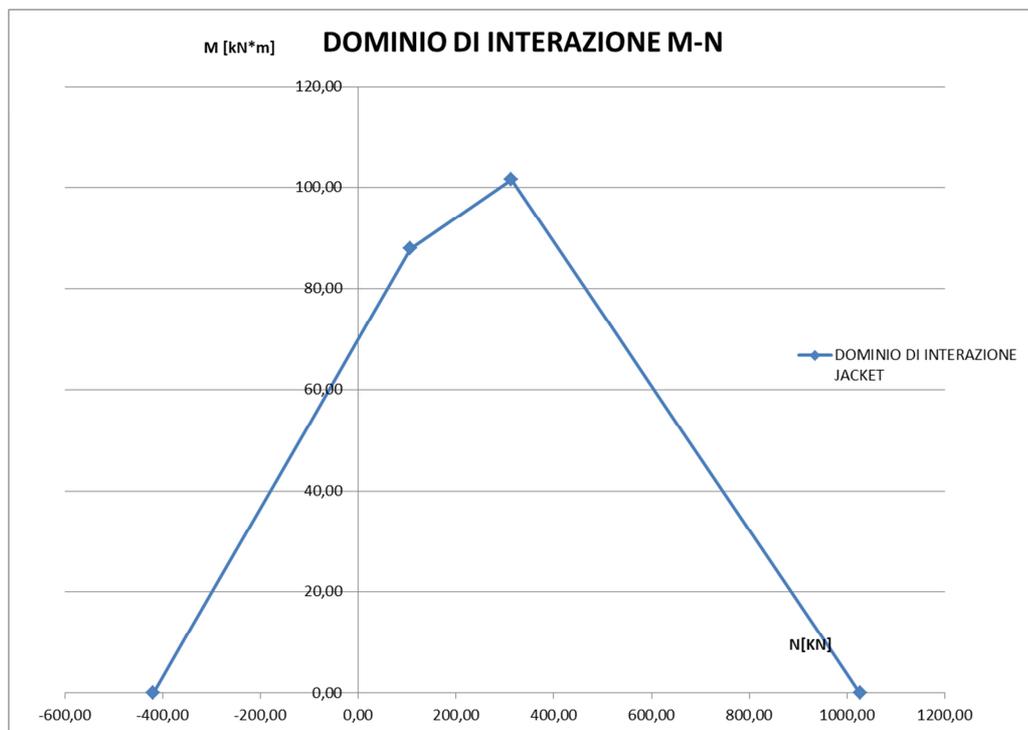
N_J	M_J
-110,15	0,00
75	24,61
519	45,48
1023,53	0,00

➤ Sezione 2 (Jacket)

MATERIALI			
CLS		ACCIAIO	
	[Mpa]		[Mpa]
$f_{ck,j}$	25	$f_{yk,j}$	450
$E_{c,j}$	31475,81	γ_s	1,15
α_{cc}	0,85	E_s	205000
γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	391,3043
$f_{cd,j}$	14,17	ϵ_{yj}	0,001909
$f_{ctm,j}$	2,56		
$f_{ctm,fl,j}$	3,08		
$f_{R3,k,j}$	12,70		
$f_{R3,d,j}$	4,23		
$f_{tu,d}$	2,82		

SEZIONE			
CLS		ACCIAIO	
	[mm]		
B_j	380	$n_{f,j}$	3
b_c	300	$d_{f,j}$ [mm]	12
C_j	25	$A_{s_j}=A_{s_j}'$ [mm ²]	339,29
b_j	40		

Figura 90-Proprietà geometriche e meccaniche del jacket



Ven gon

Figura 91-Dominio di interazione Jacket

N_J	M_J
-419,06	0,00
107	87,83
313	101,55
1026,59	0,00

o riportate nella tabella adiacente i valori di sforzo normale e momento flettente delle coppie di punti che definiscono il dominio di interazione semplificato. Come nel caso precedente è stato determinato il valore della rigidezza assiale del jacket come segue:

$$EA_{jacket} = E_{c,jacket}A_{c,jacket} + E_{s,jacket}A_{s,jacket} = 1851393786,70 N$$

Come nel caso di mancata aderenza per il pilastro incamiciato in cemento armato, siamo andati a calcolare come si ripartiscono gli sforzi normali N_A tra core e jacket in relazione alla rigidezza assiale dei due elementi. Ricordiamo che gli sforzi normali N_A sono quelli che sono stati determinati nel caso di sezione monolitica (Par 3.5). La ripartizione dello sforzo normale su core e jacket è stata calcolata nella seguente maniera:

$$N_c = \frac{EA_{core}}{EA_{core} + EA_{jacket}} \cdot N_A \quad (core);$$

$$N_j = \frac{EA_{jacket}}{EA_{core} + EA_{jacket}} \cdot N_A \quad (jacket)$$

Con i valori di N_c e N_j calcolati si entra nel dominio di interazione del core e del jacket e si determina il massimo valore di momento flettente, M_c ed M_j , che i due elementi possono sopportare in corrispondenza del valore degli sforzi normali N_c ed N_j . Se qualche valore di sforzo normale risulta esterno al dominio di interazione vuol dire che l'elemento considerato non sarà in grado di portare l'intero sforzo che verrà a sua volta ripartito sull'altro elemento. Analizziamo ora la ripartizione degli sforzi a partire dal jacket.

I valori di N_j , calcolati con l'espressione precedente, sono stati determinati e sono stati riportati nella successiva tabella. Con tali valori siamo entrati nel dominio di interazione del jacket e sono stati individuati i massimi valori di momento flettente che la sezione può sopportare in corrispondenza di tali sforzi.

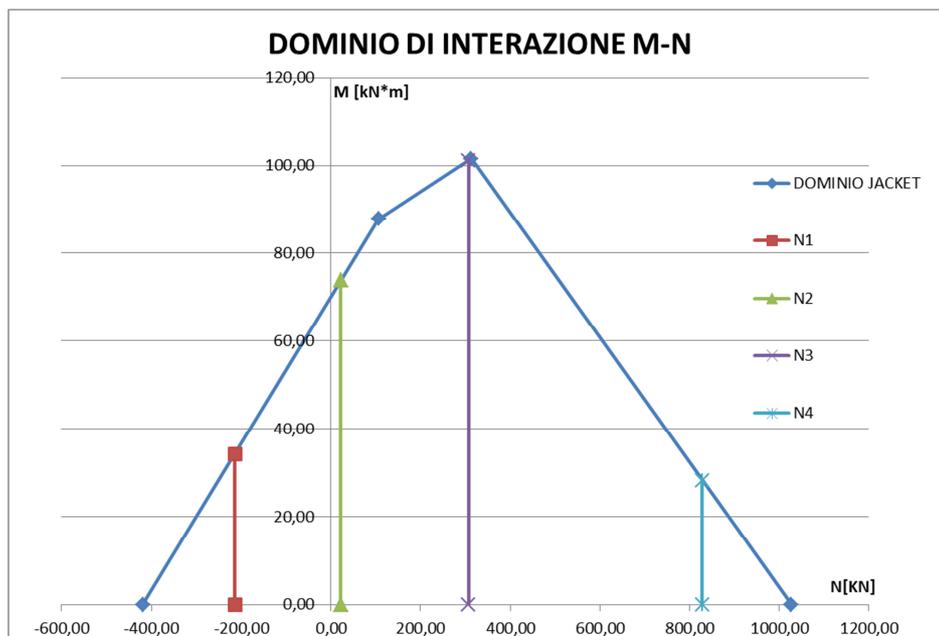


Figura 92-Ripartizione degli sforzi nel jacket

N_j
-213,86
22,46
307,40
828,47

Per ciò che invece riguarda il core siamo entrati all'interno del dominio di interazione con i valori N_c riportati nella tabella di seguito e abbiamo individuato i corrispettivi momenti flettenti massimi che l'elemento riesce a sopportare per gli N_c dati. Come si nota dalla Fig.93 due valori di N_c risultano esterni al dominio di interazione. Ciò vuol dire che la sezione non sarà in grado di portare l'intero sforzo che verrà in parte ripartito sul jacket. I valori di sforzo normale ripartiti e dei corrispettivi momenti flettenti sono indicati nella tabella in Fig. 94.

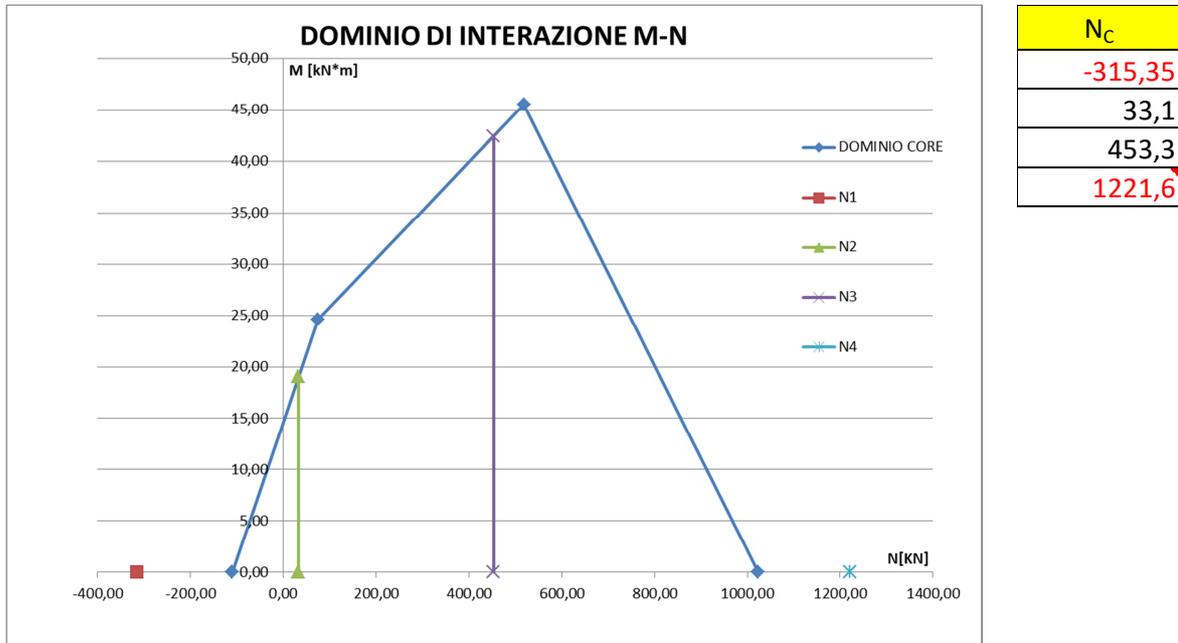


Figura 93- Ripartizione degli sforzi nel core

Come detto precedentemente essendo due sforzi esterni al dominio del core, gli sforzi sono stati ulteriormente ripartiti sul jacket e quindi le coppie N-M del core e del jacket sono le seguenti:

NEW COPPIE MN JACKET	
N_j	M_j
-419,06	0
22,46	73,78
307,40	101,18
1026,59	0

NEW COPPIE MN CORE	
N_j	M_j
-110,15	0,00
33,11	19,03
453,29	42,40
1023,53	0,00

Sarà possibile determinare infine il dominio del pilastro incamiciato con EXOCEM FCC nel caso di mancata aderenza tra core e jacket, dove le 4 coppie M-N necessarie per la costruzione del dominio semplificato sono caratterizzate dagli sforzi normali N_A (che sono i medesimi della sezione monolitica) e da momenti $M_A = \sum M_j$. Il dominio della sezione sconnessa è quello riportato nella figura seguente.

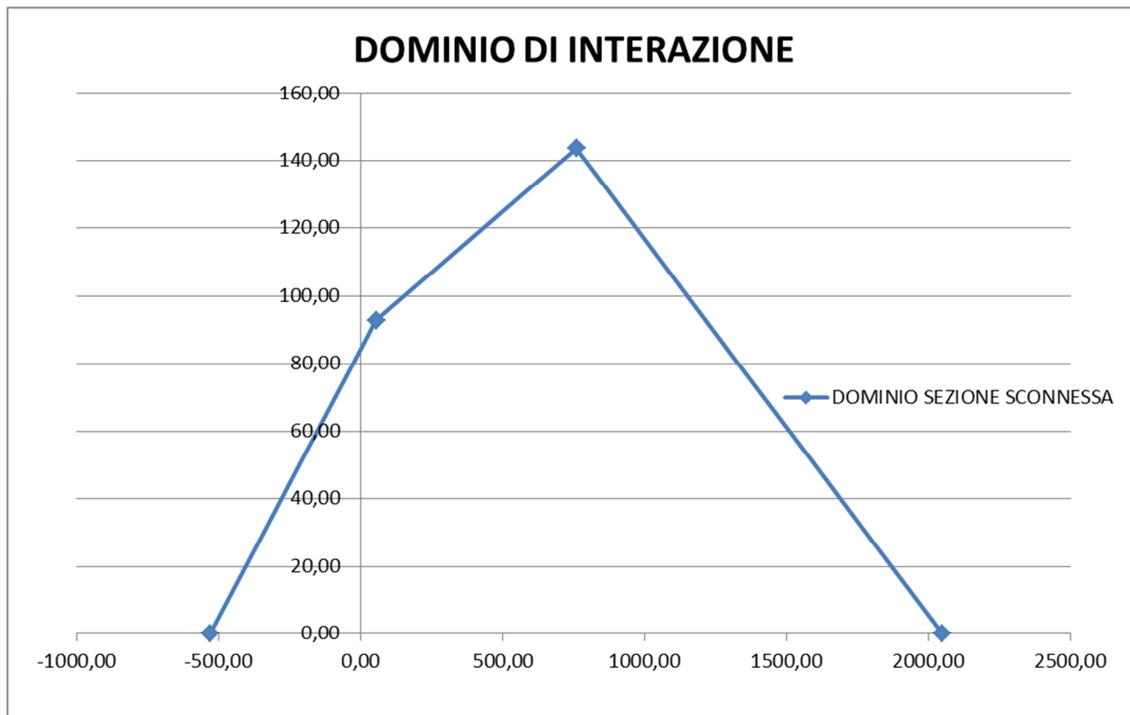


Figura 94-Dominio di interazione del pilastro incamiciato con EXOCEM FCC nel caso di mancata aderenza tra core e jacket

Di seguito riportiamo i valori numerici delle 4 coppie M-N.

DOMINIO SEZIONE NON MONOLITICA	
N_A [kN]	M_A [kN*m]
-529,21	0
55,57	92,81
760,69	143,59
2050,12	0

3.7 Incamiciatura pilastro con EXOCEM FCC: Caso di assenza di barre di armatura nel Jacket

Il caso che viene analizzato nel seguente paragrafo è quello dell'incamiciatura del pilastro con camicia realizzata in EXOCEM FCC con assenza di barre di armatura all'interno della camicia. L'elevata resistenza a trazione di EXOCEM FCC può permettere, in relazione all'incremento di resistenza richiesto dall'intervento, di realizzare un intervento di incamiciatura senza l'impiego di barre di armatura all'interno della camicia.

L'obiettivo è quello di confrontare l'incremento di resistenza che si ha con tale intervento con le altre tipologie di incamiciatura proposte nei paragrafi precedenti. Trascureremo in questo caso l'eventuale insorgenza di fenomeni di scorrimento tra il jacket e il core, considerando quindi la sezione monolitica. La tipologia di analisi quindi che verrà condotta sarà quella che è stata già effettuata nei Par.3.2 e 3.5.

Per la definizione del dominio di interazione semplificato, sono stati presi in considerazione gli stessi 4 profili deformativi già visti in precedenza (Fig.82). Le equazioni di equilibrio quindi impostate per il calcolo di sforzo normale e momento flettente, impiegate per la definizione delle 4 coppie M-N si modificano rispetto ai casi precedenti per l'assenza del termine legato allo sforzo di trazione nelle barre di armatura presenti nel jacket, assenti invece in questo caso. Le equazioni di equilibrio vengono quindi riscritte come segue:

$$N = \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot d\varepsilon + \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c} + \gamma'_c \cdot f_{yc} \cdot A'_{s,c} + \frac{2b_j}{k_1} \int_0^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{k_1} \int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot d\varepsilon$$

$$M = \frac{2b_j}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_{\varepsilon_{c'}}^{\varepsilon_{cu}} \sigma_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{c'}} \sigma_c \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \gamma_c \cdot f_{yc} \cdot A_{s,c} \cdot (z_c) + \gamma'_c \cdot f_{yc} \cdot A'_{s,c} \cdot (z'_c) + N \cdot z_N + \frac{2b_j}{(k_1)^2} \int_0^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon + \frac{b_c}{(k_1)^2} \int_{\varepsilon_c}^{\varepsilon_{cj}} \tau_j \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon$$

Attraverso la risoluzione delle due precedenti equazioni con i metodi di integrazioni numerica già precedentemente menzionati, per i quattro profili deformativi noti si determinano le 4 coppie M-N necessarie per la definizione del dominio semplificato. Successivamente vengono indicati in tabella le proprietà geometriche e meccaniche della sezione e i valori delle 4 coppie M-N.

MATERIALI				SEZIONE			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[Mpa]		[Mpa]		[mm]		
$f_{ck,c}$	18	$f_{yk,c}$	280	B_j	380	$n_{f,c}$	2
$f_{ck,j}$	25	$f_{yk,j}$	450	b_c	300	$n_{f,j}$	0
$E_{c,c}$	29303,18	γ_s	1,15	C_c	20	$d_{f,c}$ [mm]	12
$E_{c,j}$	31475,81	E_s	205000	C_j	25	$d_{f,j}$ [mm]	0
α_{cc}	0,85	$f_{yd,c}$	243,48	b_j	40	$A_{s,c}=A'_{s,c}$ [mm ²]	226,19
γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	391,30			$A_{s,j}=A'_{s,j}$ [mm ²]	0,00
$f_{cd,c}$	10,2	ε_{yc}	0,0011877				
$f_{cd,j}$	14,17	ε_{yj}	0,0019088				
$f_{ctm,j}$	2,56						
$f_{ctm,fl,j}$	3,08						
$f_{R3,k,j}$	12,70						
$f_{R3,d,j}$	4,23						
$f_{tu,d}$	2,82						

Figura 95-Proprietà geometriche e meccaniche della sezione incamiciata

N [kN]	M [kN*m]
-263,68	0,00
55,57	51,99
760,69	104,34
1794,20	0,00

Figura 96-Coppie M-N

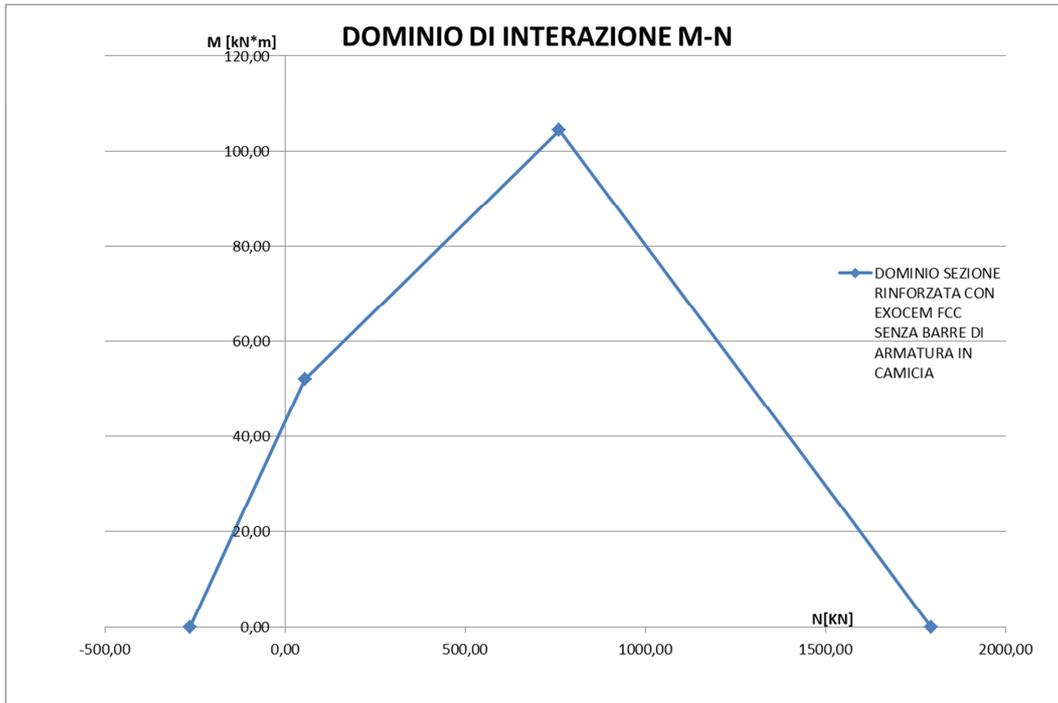


Figura 97-Dominio di interazione pilastro incamiciato con EXOCEM FCC e senza barre di armatura nel jacket

3.8 Confronti

Si procede ad effettuare una serie di confronti sulle tipologie di incamiciature viste all'interno di questo capitolo. I confronti mirano essenzialmente a paragonare l'incremento di resistenza garantito dalle diverse tipologie di incamiciature proposte. Inizialmente andiamo ad analizzare il caso di incamiciatura in cemento armato. Nel grafico seguente vengono confrontati i domini di interazione del pilastro rinforzato con camicia in cemento armato nel caso di completa aderenza e nel caso di assenza di aderenza tra il core e il jacket.

Come si evince dal grafico stesso è possibile notare che queste due situazioni limite determinano due domini di interazione molto simili tra loro. In particolar modo supporre una completa aderenza tra core e jacket sovrastima leggermente l'incremento di resistenza ottenuto con l'incamiciatura in cemento armato rispetto alla situazione limite opposta. Si può facilmente dedurre che in una situazione reale non ci troveremo mai in nessuna delle due situazioni limite ma che piuttosto si possa verificare una situazione intermedia. Tuttavia, data la condizione di similarità tra le due situazioni limite, si può affermare che supporre che tra core e jacket possa esserci una situazione di completa aderenza risulta essere estremamente plausibile. La norma CNR DT 204-2006, infatti consiglia proprio di considerare la sussistenza della condizione di completa aderenza tra il pilastro esistente e la camicia per interventi di incamiciatura. Ovviamente al fine di garantire una progettazione dell'elemento strutturale che sia a favore di sicurezza risulta opportuno garantire un adeguato incremento di resistenza.

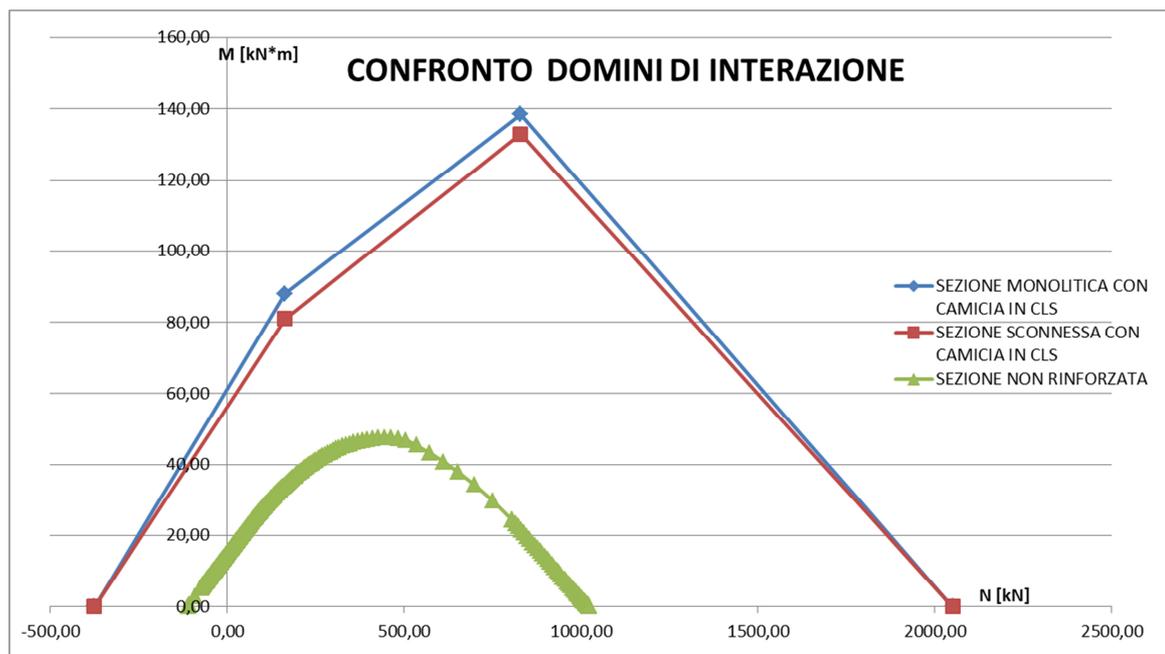


Figura 98-Confronto domini di interazione nel caso di incamiciatura in cemento armato

Il secondo confronto effettuato invece mira ad analizzare i domini di interazione del pilastro incamiciato con EXOCHEM FCC (con barre di armatura in camicia) nel caso di completa aderenza tra core e jacket e nel caso di mancata aderenza tra i due elementi. Anche in questo caso come nel precedente dal confronto dei due domini di interazione si evince sostanzialmente una certa similarità dei due domini di interazione delle due situazioni limite. Ciò ovviamente risulta una conferma di quanto detto precedentemente. Nella figura successiva viene effettuato il confronto dei due casi esposti.

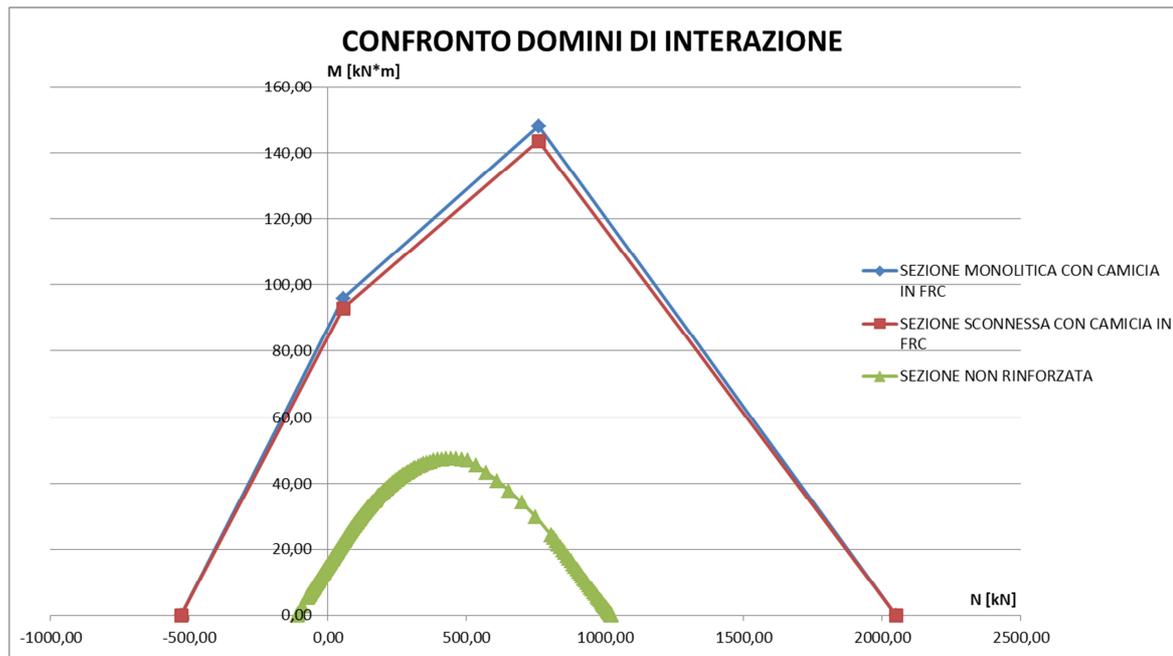


Figura 99-Confronto dei domini di interazione di un pilastro incamiciato con EXOCEM FCC in caso di totale aderenza tra core e jacket e in caso di assenza di aderenza

Successivamente è stato effettuato un ulteriore confronto che mira a paragonare i domini di interazione del pilastro incamiciato in cemento armato, incamiciato con EXOCEM FCC con barre di armatura all'interno della camicia e incamiciato con EXOCEM FCC senza barre di armatura all'interno della camicia. Il confronto è stato realizzato analizzando il caso di interazione completa tra il core e il jacket (come suggerisce la CNR DT 204-2006).

Il grafico riportato in Fig.100 mostra come l'incamiciatura con EXOCEM FCC, con barre di armatura all'interno della camicia, determini un incremento di resistenza notevole rispetto agli altri due casi analizzati. L'incremento di resistenza, rispetto al caso della sezione incamiciata in c.a., è apprezzabile soprattutto per ciò che riguarda il ramo in trazione dell'intera sezione. Infatti come si può notare la resistenza a compressione della sezione risulta essere pressoché la stessa, proprio perché l'aggiunta delle fibre non migliora il comportamento a compressione del calcestruzzo. Ciò che varia infatti è il comportamento a trazione del conglomerato che garantisce come visibile un notevole miglioramento del comportamento a trazione dell'intera sezione.

Per ciò che invece riguarda il pilastro incamiciato con EXOCEM FCC, senza barre di armatura in camicia, si ha un incremento di resistenza, rispetto alla sezione non rinforzata, meno apprezzabile dei due casi precedenti. Questo ovviamente dipende dall'assenza delle barre in camicia che offrono comunque un discreto incremento di resistenza.

Tuttavia è necessario affermare che in caso di un intervento di rinforzo su un pilastro, la tipologia di incamiciatura più idonea da realizzare dipende necessaria dalla domanda di resistenza richiesta ma anche dalla disponibilità economica a disposizione.

L'incamiciatura con EXOCEM FCC senza l'impiego di barre di armatura in camicia, infatti, seppur offrendo un incremento di resistenza minore rispetto alle altre due tipologie di incamiciatura, richiede una manodopera, per la sua realizzazione, sicuramente meno specializzata e dei tempi di intervento sicuramente minore. Tuttavia analizzeremo queste tematiche nel successivo capitolo. Nella figura di seguito viene infine riportato il confronto precedentemente analizzato.

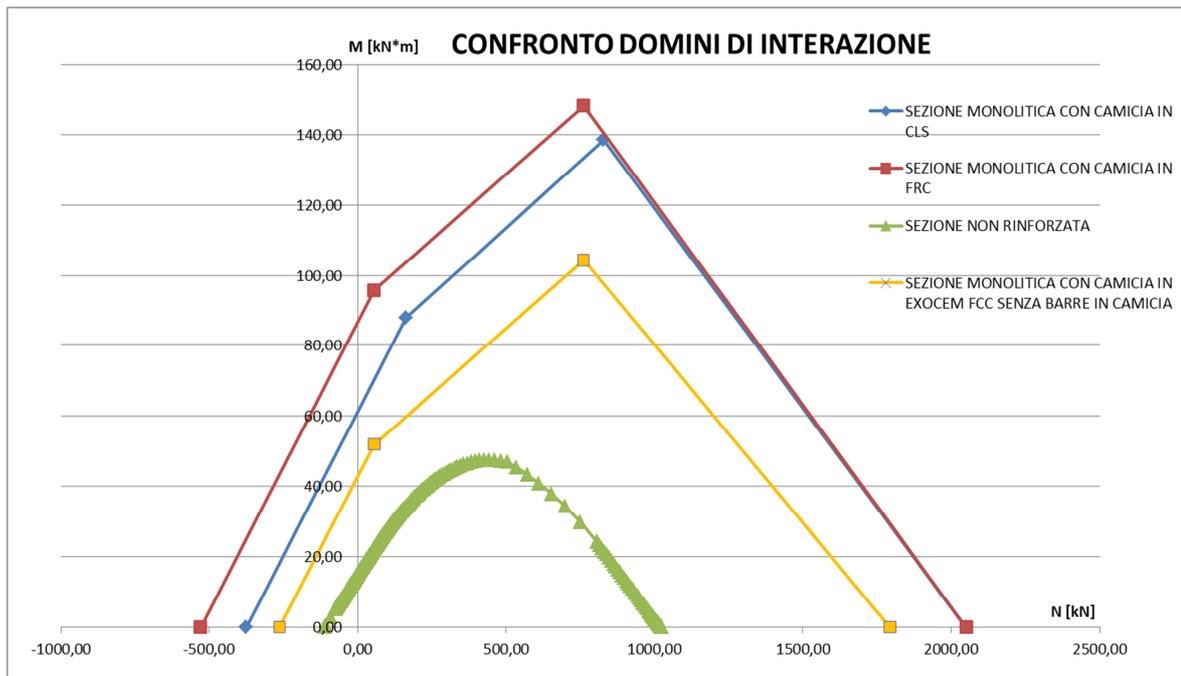


Figura 100-Confronto dei domini di interazione delle diverse tipologie di incamiciatura nel caso di completa aderenza tra core e jacket

Capitolo 4 – Analisi dei costi dell'intervento di incamiciatura di un pilastro

4.1 Computo metrico estimativo dei casi di studio analizzati

Come visto nei paragrafi precedenti è stata condotta un'analisi mirata a confrontare in termini di resistenza tre interventi di incamiciatura proposti:

- Pilastro incamiciato con camicia in cemento armato;
- Pilastro incamiciato con camicia in composito fibro-rinforzato (EXOCEM FCC) con barre di armatura in camicia;
- Pilastro incamiciato con camicia in composito fibro-rinforzato (EXOCEM FCC) senza barre di armatura in camicia;

Su queste tre tipologie di intervento è stato effettuato un confronto inoltre in termini di costi, che viene esposto nel presente capitolo. Per prima cosa siamo andati ad analizzare il caso del pilastro incamiciato con camicia in cemento armato. È stato realizzato in questo caso, così come negli altri due, un computo metrico estimativo dell'intervento, andando così a considerare non solo il costo dei materiali impiegati ma anche il costo della manodopera.

Inizialmente il costo dell'intervento è stato calcolato ipotizzando che in tutti e tre i casi la geometria del pilastro incamiciato fosse la stessa. Per rapportare poi il costo economico dell'intervento all'effettivo incremento di resistenza garantito dalle tre tipologie di intervento si è fatto riferimento ad un caso reale applicativo come si vedrà nei paragrafi successivi ed è stato infine anche condotto un confronto che rapportasse il costo dell'intervento alla resistenza unitaria di ciascuno di essi.

Partiamo quindi analizzando il caso del pilastro incamiciato in cemento armato. Di seguito viene riportata una tabella indicante i costi dell'intervento (considerando impiego dei materiali e manodopera). Per la realizzazione dei computi metrici sono state impiegate le voci presenti nel prezzario della regione Piemonte.

Come si nota dalla tabella sottostante le voci maggiormente incidenti nel computo sono quelle legate alle lavorazioni. L'intervento di incamiciatura infatti risulta essere molto dispendioso in termini di tempo e in termini di lavorazioni, in quanto per la sua realizzazione è necessario effettuare una serie di lavorazioni ad esso annesse che richiedono un certo numero di ore di lavoro e una manodopera specializzata.

Sicuramente una delle operazioni maggiormente delicate durante la fase di incamiciatura è quella della posa in opera e dell'ancoraggio delle barre di armatura presenti nel jacket. Molto spesso infatti è richiesto il prolungamento delle barre e risulta quindi necessario applicare dei fori sulla superficie del solaio per permettere il passaggio dei ferri di armatura. Infatti si tiene conto di tale lavorazione nel computo metrico estimativo realizzato.

Tra le altre voci di maggior incidenza si nota sicuramente l'opera di cassetatura che tiene conto non solo del materiale impiegato ma anche del costo della manodopera per la realizzazione della stessa. In Fig.101 riportiamo il computo metrico realizzato.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.
1	01.A04.B30	Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, con Classe di consistenza al getto S4, Dmax aggregati 32 mm, CI 0.4, per strutture di elevazione (pilastri, travi, solai in latero-cemento e a soletta piena, corpi scala e nuclei ascensore); fornitura a piè d'opera, escluso ogni altro onere: all'interno di edifici in Classe di esposizione ambientale XC1 (UNI 11104). Classe di resistenza a compressione minima C25/30	m³	108,93	0,15	16,0		
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate	m³	34,73	0,15	5,10	5,10	100%
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m³	8,35	0,15	1,23	0,87	71,30%
1	01.A04.F00.015	Barre per cemento armato lavorate e disposte in opera secondo gli schemi di esecuzione, in acciaio ad aderenza migliorata B450A o B450C per gli usi consentiti dalle norme vigenti	Kg	1,53	21,58	33,015	18,37	55,63%
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldane, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m²	30,06	4,104	123,37	114,61	92,90%
1	01.A05.E10	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su elementi esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotoperussione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa i 2/3 dello spessore del solaio perforato, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tondino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria.	cad.	31,25	6	187,5	135,86	72,46%
1	01.A02.B00.010	Demolizione di pavimenti interni, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti in cantiere, per superfici di m² 0,50 ed oltre, escluso il sottofondo da computarsi a parte. In ceramica	m²	10,05	1,6	16,08	16,08	100,00%
1	01.P07.B40.005	Piastrelle in gres ceramico, dimensioni cm 20x20	m²	13,88	1,6	22,21		
1	01.A12.B70.005	Posa in opera di pavimento o rivestimento eseguito in piastrelle di gres ceramico fine porcellanato, anche con fascia lungo il perimetro o disposto a disegni, realizzata mediante l'uso di speciale adesivo in polvere a base cementizia per piastrelle ceramiche, applicato con spatola dentata per uno spessore di mm 2-5, addizionato con malta a base di resine sintetiche ed idrofobanti per la formazione e sigillatura delle fughe (mm 0-5), compresa ogni opera accessoria per la formazione dei giunti di dilatazione ed escluso il sottofondo o il rinzafo	m²	29,62	1,60	47,39	44,61	94,12%
1	01.A11.A40.015	Sottofondo per pavimenti di spessore fino a cm 15. Eseguito in conglomerato leggero a base di argilla espansa per ogni cm di spessore e per superfici di almeno m² 0,20	m²	3,61	1,60	5,78	4,02	69,54%
COSTO COMPLESSIVO DELL'INTERVENTO						457,7		

Figura 101- Computo metrico estimativo del pilastro incamiciato in c.a.

Per ciò che invece riguarda il pilastro realizzato con camicia in EXOCEM FCC con impiego di barre di armatura in camicia, si nota una grande incidenza nel computo non solo delle lavorazioni ma anche del materiale impiegato per realizzare la camicia. Di seguito riportiamo il computo metrico relativo a tale intervento.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.
1	/	Exocem FCC, speciale composito premiscelato fibrorinforzato con fibre polimeriche. EXOCEM FCC risponde ai principi definiti nella UNI EN 1504-9 ed è conforme ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3. Il prodotto ha una resa (premiscelato a secci) di 20 kg/m/cm.	m ³	1500	0,15	220,3		
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate	m ³	34,73	0,15	5,10	5,10	100%
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m ³	8,35	0,15	1,23	0,87	71,30%
1	01.A04.F00.015	Barre per cemento armato lavorate e disposte in opera secondo gli schemi di esecuzione, in acciaio ad aderenza migliorata B450A o B450C per gli usi consentiti dalle norme vigenti	Kg	1,53	21,58	33,015	18,37	55,63%
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldane, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m ²	30,06	4,104	123,37	114,61	92,90%
1	01.A05.E10	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su elementi esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotopercolazione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa i 2/3 dello spessore del solaio perforato, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tondino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria.	cad.	31,25	6	187,5	135,86	72,46%
1	01.A02.B00.010	Demolizione di pavimenti interni, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti in cantiere, per superfici di m ² 0,50 ed oltre, escluso il sottofondo da computarsi a parte. In ceramica	m ²	10,05	1,6	16,08	16,08	100,00%
1	01.P07.B40.005	Piastrelle in gres ceramico, dimensioni cm 20x20	m ²	13,88	1,6	22,21		
1	01.A12.B70.005	Posa in opera di pavimento o rivestimento eseguito in piastrelle di gres ceramico fine porcellanato, anche con fascia lungo il perimetro o disposto a disegni, realizzata mediante l'uso di speciale adesivo in polvere a base cementizia per piastrelle ceramiche, applicato con spatola dentata per uno spessore di mm 2-5, addizionato con malta a base di resine sintetiche ed idrofobanti per la formazione e sigillatura delle fughe (mm 0-5), compresa ogni opera accessoria per la formazione dei giunti di dilatazione ed escluso il sottofondo o il rinzafo	m ²	29,62	1,60	47,39	44,61	94,12%
1	01.A11.A40.015	Sottofondo per pavimenti di spessore fino a cm 15. Eseguito in conglomerato leggero a base di argilla espansa per ogni cm di spessore e per superfici di almeno m ² 0,20	m ²	3,61	1,60	5,78	4,02	69,54%
						662,0		

Figura 102-Computo metrico pilastro incamiciato con EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia

L'ultimo computo metrico realizzato riguarda invece il caso del pilastro incamiciato con EXOCEM FCC senza l'impiego di barre di armatura in camicia. In questo caso pur restando estremamente incidente sul computo il costo del composito impiegato per l'incamiciatura, sono stati ridotti i costi delle lavorazioni. Ciò è essenzialmente legato all'assenza di barre di armatura in camicia.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.
1	/	Exocem FCC, speciale composito premiscelato fibrinforzato con fibre polimeriche. EXOCEM FCC risponde ai principi definiti nella UNI EN 1504-9 ed è conforme ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3. Il prodotto ha una resa (premiscelato a secci) di 20 kg/m/cm.	m ³	1500	0,15	220,3		
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate	m ³	34,73	0,15	5,10	5,10	100%
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m ³	8,35	0,15	1,23	0,87	71,30%
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldane, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m ²	30,06	4,104	123,37	114,61	92,90%
						350,0		

Figura 103 -Computo metrico del pilastro incamiciato con EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia

4.2 Confronto economico per unità di resistenza dei casi di studio

L'obiettivo di questa analisi è quello di realizzare un confronto economico delle tre tipologie di intervento proposto in relazione all'incremento di resistenza che queste espletano. Per tale ragione siamo andati a determinare il costo di ciascun intervento per unità di resistenza in maniera tale da poter capire quale fosse l'intervento di incamiciatura in grado di trovare il miglior compromesso tra costo di realizzazione e incremento di resistenza offerto.

Innanzitutto sono stati adimensionalizzati i domini di interazione dei tre pilastri incamiciati precedentemente analizzati. La procedura di adimensionalizzazione è stata effettuata impiegando le seguenti formulazioni:

$$\nu = \frac{N}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Dove b e d indicano la geometria della sezione incamiciata, mentre f_{cd} risulta essere la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo del jacket. Di seguito riportiamo i 3 domini di interazione delle tre tipologie di incamiciature proposte.

N	M
-375,68	0,00
163	88,02
828	138,50
2050	0,00

Figura 104-Valori M-N del pilastro incamiciato in c.a.

N	M
-529,21	0,00
56	95,80
761	148,16
2050	0,00

Figura 105- Valori M-N del pilastro incamiciato in EXOCEM FCC con barre in camicia

N	M
-263,68	0,00
56	51,99
761	104,34
1794	0,00

Figura 106-Valori M-N del pilastro incamiciato in EXOCEM FCC senza barre in camicia

Di seguito invece vengono riportate i valori delle coppie ν - μ dei domini di interazione adimensionalizzati dei tre casi di studio, determinati attraverso le formulazioni precedenti.

ν	μ
-0,48747	0
0,211267	0,496603
1,075022	0,781385
2,660189	0

Figura 107-Valori ν - μ del pilastro incamiciato in c.a.

ν	μ
-0,68669	0
0,072106	0,540467
0,98705	0,835852
2,660189	0

Figura 108- Valori ν - μ del pilastro incamiciato in EXOCEM FCC con barre in camicia

ν	μ
-0,34214	0
0,072106	0,29329
0,98705	0,588675
2,328113	0

Figura 109-Valori ν - μ del pilastro incamiciato in EXOCEM FCC senza barre in camicia

Nella figura successiva vengono riportati i 3 domini di interazione delle sezione incamiciate in c.a, in EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia e senza barre di armatura in camicia.

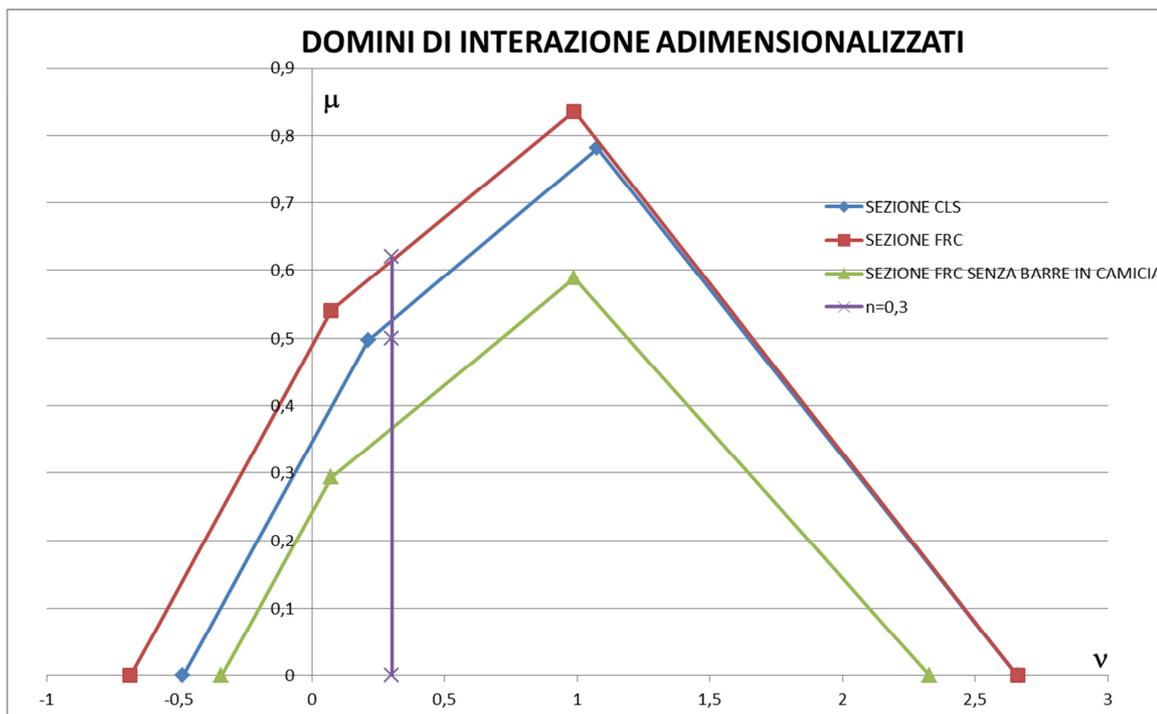


Figura 110-Domini di interazione adimensionalizzati dei tre casi di studio

E' stata calcolata infine l'area di ciascun dominio compresa tra ogni curva e la retta verticale corrispondente ad un valore di $\nu=0,3$.

area dominio sezione in c.a.	area dominio sezione in frc	area dominio sezione in frc senza ferri di armatura
0,2189	0,3366	0,1351

Figura 111-Aree dei domini adimensionalizzati dei tre casi di studio proposti

Infine siamo andati a dividere il costo di ciascun intervento, calcolato con i tre computi metrici precedentemente realizzati, per il valore dell'area del dominio adimensionalizzato corrispondente. In tale maniera è stato determinato il costo di ciascun intervento per un unità di resistenza quindi sostanzialmente è stato rapportato il costo all'incremento di resistenza che ogni tipologia di incamiciatura riesce ad espletare.

costo per unità di resistenza [euro]		
Sezione incamiciata in c.a.	Sezione incamiciata in EXOCEM FCC	sezione incamiciata in EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia
2090,91	1966,73	2590,67

Figura 112- Costo di ciascun intervento per unità di resistenza

Di seguito infine viene riportato un istogramma indicante sostanzialmente quanto descritto in Fig.113 che meglio riesce a schematizzare la differenza esistente tra le tre tipologie di incamiciatura proposte.

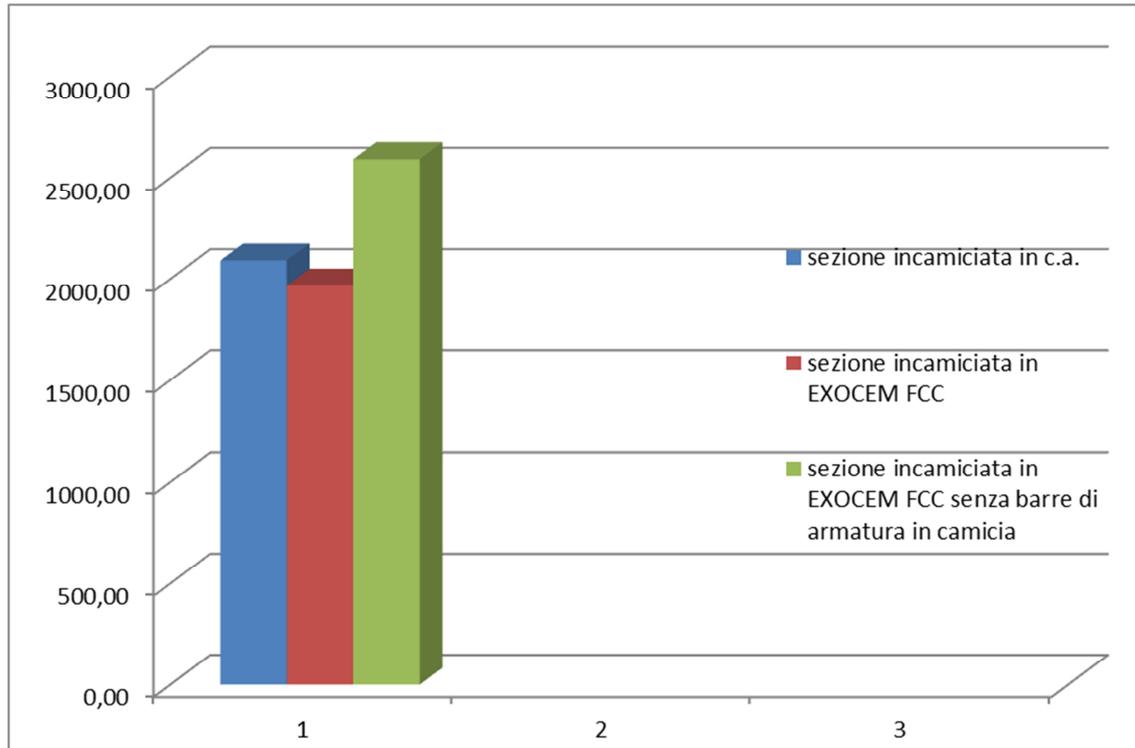


Figura 113- Istogramma indicante la differenza di costo dei tre interventi di incamiciatura proposti in relazione all'incremento di resistenza da essi offerto

Dai computi metrici era emerso che l'intervento di incamiciatura più costoso era quello realizzato con EXOCEM FCC con barre di armatura all'interno della camicia, seguito dall'intervento di incamiciatura in c.a. e infine da quello effettuato con EXOCEM FCC senza barre di armatura all'interno della camicia. Come detto in precedenza i tre computi sono stati realizzati ipotizzando di mantenere invariata la geometria della sezione per ciascuna tipologia di intervento.

Dividendo tale costo per l'area del dominio di interazione adimensionalizzato è stato ottenuto il costo per unità di resistenza che ha determinato la situazione descritta nell'istogramma, dal quale emerge decisamente che il miglior compromesso tra costo dell'intervento e incremento di resistenza è garantito dall'incamiciatura in EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia. Seppur oneroso come intervento dal punto di vista economico, garantisce un elevato incremento di resistenza.

4.3 Confronto economico delle diverse tipologie di incamiciatura in un caso reale

Per l'analisi di questo caso di studio, si è partiti sempre dal pilastro esistente precedentemente visto, che non risulta essere verificato a presso-flessione retta. In particolare modo la sollecitazione agente, rappresentata dalla coppia M-N in figura, risulta essere esterna al dominio di interazione e abbiamo analizzato quale scelta progettuale e tecnica fosse necessaria per poter rinforzare la sezione esistente al punto da far sì che essa potesse resistere alla sollecitazione agente. Di seguito viene rappresentata la situazione del pilastro esistente.

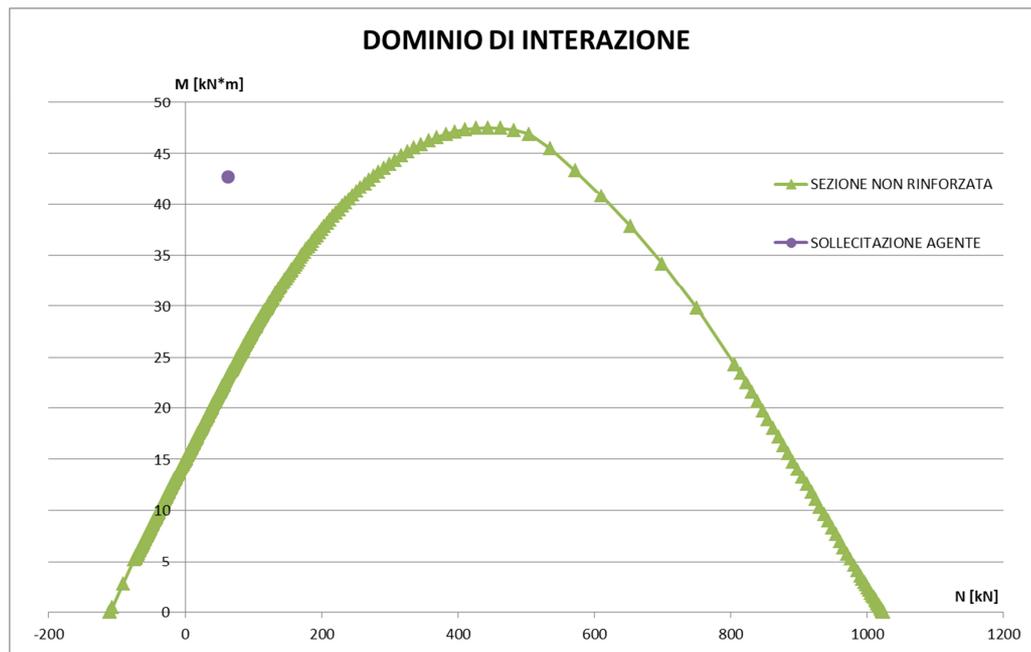


Figura 114-Dominio di interazione sezione non rinforzata con sollecitazione agente

Per le tre tipologie di incamiciatura viste in precedenza si è determinata una configurazione di sezione rinforzata differente che andremo ad analizzare caso per caso (ovviamente in relazione alla sollecitazione agente e quindi all'incremento di resistenza richiesto).

➤ *Sezione incamiciata in c.a.*

Per ciò che riguarda la sezione incamiciata in c.a. si è scelto di realizzare una camicia di spessore 3 centimetri e di impiegare due barre di armatura con diametro di 10 millimetri all'interno della camicia. Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione sono riassunte nella seguente tabella.

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[mm]				[Mpa]		[Mpa]
B_j	380	$n_{f,c}$	2	$f_{ck,c}$	18	$f_{yk,c}$	280
b_c	320	$n_{f,j}$	2	$f_{ck,j}$	25	$f_{yk,j}$	450
C_c	20	$d_{f,c}$	12	$E_{c,c}$	29303,18	γ_s	1,15
C_j	25	$d_{f,j}$	10	$E_{c,j}$	31475,81	E_s	205000
b_j	30	$A_{sc}=A_{sc}'$	226,19	α_{cc}	0,85	$f_{yd,c}$	243,48
		$A_{sj}=A_{sj}'$	157,08	γ_c	1,5	$f_{yd,j}$	391,30
				$f_{cd,c}$	10,2	ϵ_{yc}	0,0011877
				$f_{cd,j}$	14,17	ϵ_{yj}	0,0019088

Figura 115 -Proprietà geometriche e meccaniche della sezione incamiciata in c.a.

➤ *Sezione incamiciata con EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia*

Per ciò che invece concerne la sezione incamiciata con EXOCEM FCC con barre di armatura all'interno della camicia si è deciso di realizzare una camicia con spessore di 3 centimetri e di impiegare all'interno della camicia delle barre di armatura di diametro 6 centimetri. Nella tabella successiva. Nella tabella di seguito andiamo ad indicare le proprietà geometriche e meccaniche della sezione.

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[mm]				[Mpa]		[Mpa]
B _j	360	n _{f,c}	2	f _{ck,c}	18	f _{yk,c}	280
b _c	300	n _{f,j}	2	f _{ck,j}	25	f _{yk,j}	450
C _c	20	d _{f,c} [mm]	12	E _{c,c}	29303,18	γ _s	1,15
C _j	25	d _{f,j} [mm]	6	E _{c,j}	31475,81	E _s	205000
b _j	30	A _{sc} =A _{sc} '[mm ²]	226,19	α _{cc}	0,85	f _{yd,c}	243,48
		A _{sj} =A _{sj} '[mm ²]	56,55	γ _c	1,5	f _{yd,j}	391,30
				f _{cd,c}	10,2	ε _{yc}	0,0011877
				f _{cd,j}	14,17	ε _{yj}	0,0019088
				f _{ctm,j}	2,56		
				f _{ctm,fl,j}	3,08		
				f _{R3,k,j}	12,70		
				f _{R3,d,j}	4,23		
				f _{tu,d}	2,82		

Figura 115-Proprietà geometriche e meccaniche della sezione incamiciata con EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia

➤ *Sezione incamiciata con EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia*

In questo caso si è pensato di realizzare la camicia in EXOCEM FCC con uno spessore di 4 centimetri considerando ovviamente l'assenza di barre di armatura in camicia. Nella figura seguenti vengono riportate le caratteristiche meccaniche e geometriche della sezione.

SEZIONE				MATERIALI			
CLS		ACCIAIO		CLS		ACCIAIO	
	[mm]				[Mpa]		[Mpa]
B _j	380	n _{f,c}	2	f _{ck,c}	18	f _{yk,c}	280
b _c	300	n _{f,j}	0	f _{ck,j}	25	f _{yk,j}	450
C _c	20	d _{f,c} [mm]	12	E _{c,c}	29303,18	γ _s	1,15
C _j	25	d _{f,j} [mm]	0	E _{c,j}	31475,81	E _s	205000
b _j	40	A _{sc} =A _{sc} '[mm ²]	226,19	α _{cc}	0,85	f _{yd,c}	243,48
		A _{sj} =A _{sj} '[mm ²]	0,00	γ _c	1,5	f _{yd,j}	391,30
				f _{cd,c}	10,2	ε _{yc}	0,0011877
				f _{cd,j}	14,17	ε _{yj}	0,0019088
				f _{ctm,j}	2,56		
				f _{ctm,fl,j}	3,08		
				f _{R3,k,j}	12,70		
				f _{R3,d,j}	4,23		
				f _{tu,d}	2,82		

Figura 116-Proprietà geometriche e meccaniche della sezione incamiciata con EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia

Abbiamo riportato poi nella figura successiva i tre domini di interazione nel medesimo grafico in maniera tale da poter ottenere un confronto diretto tra questi. Come si nota dal grafico il caso che esplica un maggior incremento di resistenza è quel del pilastro incamiciato con camicia in c.a. Ciò ovviamente è legato alle scelte progettuali effettuate mirate comunque a far sì che tutti e tre gli interventi garantissero un incremento di resistenza tale da poter far sì che la sezione risulti verificata nei confronti della sollecitazione agente. La sezione incamiciata in EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia presenta il medesimo spessore di quella incamiciata in c.a. ma un diametro delle barre presenti nel jacket notevolmente inferiore. Questo è legato essenzialmente alla capacità del composito impiegato di sopportare gli sforzi di trazione. Per ciò che invece riguarda la sezione incamiciata con EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia si è scelto uno spessore leggermente più ampio proprio perché non essendoci barre di armatura nel jacket, lo sforzo di trazione doveva essere interamente sopportato dal composito con cui è stata realizzata la camicia e affinché la sezione resistesse allo sforzo sollecitante agente era necessario realizzare un rinforzo di uno spessore minimo di 4 centimetri.

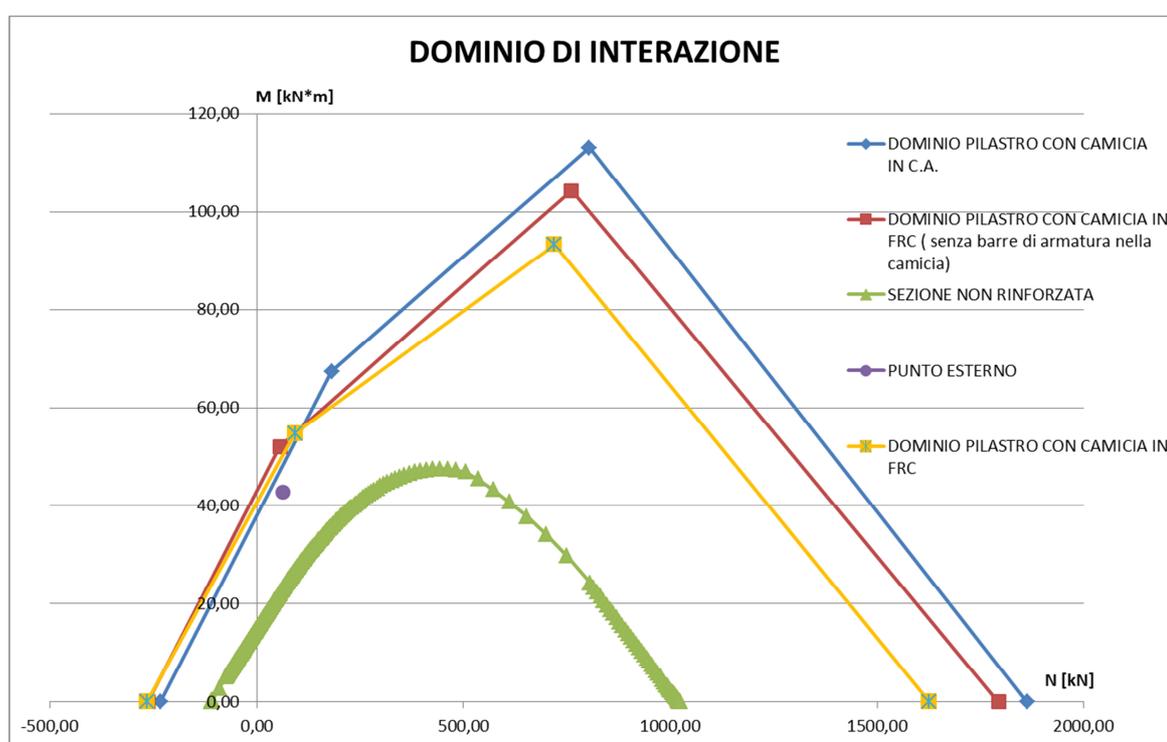


Figura 117-Confronto dei domini di interazione delle tre tipologie di incamiciature proposte in un caso di studio reale

Successivamente è stato effettuato nuovamente il computo metrico dei tre interventi proposti in relazione alla nuova geometria delle sezioni rinforzate realizzate. I costi degli interventi sono stati poi posti all'interno di un istogramma in maniera tale da poter comparare quale dei tre interventi fosse in questo caso il più conveniente da realizzare in termini economici.

Andiamo quindi a riportare qui di seguito i 3 computi metrici degli interventi proposti.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.	Note	
1	01.A04.B30	Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, con Classe di consistenza al getto S4, Dmax aggregati 32 mm, CI 0.4, per strutture di elevazione (pilastri, travi, solai in latero-cemento e a soletta piena, corpi scala e nuclei ascensore); fornitura a piè d'opera, escluso ogni altro onere: all'interno di edifici in Classe di esposizione ambientale XC1 (UNI 11104), Classe di resistenza a compressione minima C25/30	m³	108,93	0,15	16,0				
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate	m³	34,73	0,15	5,10	5,10	100%		
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m³	8,35	0,15	1,23	0,87	71,30%		
1	01.A04.F00.015	Barre per cemento armato lavorate e disposte in opera secondo gli schemi di esecuzione, in acciaio ad aderenza migliorata B450A o B450C per gli usi consentiti dalle norme vigenti	Kg	1,53	10,00	15,293	8,51	55,63%		
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldaie, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m²	30,06	4,104	123,37	114,61	92,90%		
1	01.A05.E10	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su elementi esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotopercolazione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa i 2/3 dello spessore del solaio perforato, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tendino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria.	cad.	31,25	4	125	90,58	72,46%		
1	01.A02.B00.010	Demolizione di pavimenti interni, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti in cantiere, per superfici di m² 0,50 ed oltre, escluso il sottofondo da computarsi a parte. In ceramica	m²	10,05	1,6	16,08	16,08	100,00%		
1	01.P07.B40.005	Piastrelle in gres ceramico, dimensioni cm 20x20	m²	13,88	1,6	22,21				
1	01.A12.B70.005	Posa in opera di pavimento o rivestimento eseguito in piastrelle di gres ceramico fine porcellanato, anche con fascia lungo il perimetro o disposto a disegni, realizzata mediante l'uso di speciale adesivo in polvere a base cementizia per piastrelle ceramiche, applicato con spatola dentata per uno spessore di mm 2-5, addizionato con malta a base di resine sintetiche ed idrofobanti per la formazione e sigillatura delle fughe (mm 0-5), compresa ogni opera accessoria per la formazione dei giunti di dilatazione ed escluso il sottofondo o il rinzafo	m²	29,62	1,60	47,39	44,61	94,12%		
1	01.A11.A40.015	Sottofondo per pavimenti di spessore fino a cm 15. Eseguito in conglomerato leggero a base di argilla espansa per ogni cm di spessore e per superfici di almeno m² 0,20	m²	3,61	1,60	5,78	4,02	69,54%		
						377,4				

Figura 118-Computo metrico sezione incamiciata in c.a.

Le voci evidenziate in giallo sono quelle che sono state modificate rispetto al computo metrico precedentemente realizzato.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.	Note
1	/	Exocem FCC, speciale composto premiscelato fibrorinforzato con fibre polimeriche. EXOCEM FCC risponde ai principi definiti nella UNI EN 1504-9 ed è conforme ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3. Il prodotto ha una resa (premiscelato a secci) di 20 kg/m/cm.	m³	1500	0,11	160,4			
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate	m³	34,73	0,11	3,71	3,71	100%	
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m³	8,35	0,11	0,89	0,64	71,30%	
1	01.A04.F00.015	Barre per cemento armato lavorate e disposte in opera secondo gli schemi di esecuzione, in acciaio ad aderenza migliorata B450A o B450C per gli usi consentiti dalle norme vigenti	Kg	1,53	3,60	5,502	3,06	55,63%	
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldaie, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m²	30,06	3,888	116,87	108,58	92,90%	
1	01.A05.E10	Realizzazione di ancoraggio strutturale di nuovi elementi portanti in cemento armato su elementi esistenti, consistente nell'esecuzione di perforazione a rotopercolazione, con punte elicoidali con testa in widia o materiali equivalenti, con un diametro sino a 40 mm per una profondità pari a circa 1/2/3 dello spessore del solaio perforato, compresa l'accurata pulizia del foro con l'aspirazione forzata della polvere e dei detriti della foratura eseguita, la fornitura in opera di uno spezzone di barre in acciaio certificato, ad aderenza migliorata fino a 20 mm di diametro e per una lunghezza minima pari a cinquanta volte il diametro del tondino utilizzato, secondo gli schemi di progetto; il successivo inghisaggio è ottenuto mediante riempimento a rifiuto del foro praticato per la sua intera lunghezza con ancorante chimico ad iniezione a base di resina epossidica-acrilata bicomponente certificato e l'introduzione del bolzone metallico come da schema di progetto. Compresa ogni altra opera accessoria.	cad.	31,25	4	125	90,58	72,46%	
1	01.A02.B00.010	Demolizione di pavimenti interni, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti in cantiere, per superfici di m² 0,50 ed oltre, escluso il sottofondo da computarsi a parte. In ceramica	m²	10,05	1,6	16,08	16,08	100,00%	
1	01.P07.B40.005	Piastrelle in gres ceramico, dimensioni cm 20x20	m²	13,88	1,6	22,21			
1	01.A12.B70.005	Posa in opera di pavimento o rivestimento eseguito in piastrelle di gres ceramico fine porcellanato, anche con fascia lungo il perimetro o disposto a disegni, realizzata mediante l'uso di speciale adesivo in polvere a base cementizia per piastrelle ceramiche, applicato con spatola dentata per uno spessore di mm 2-5, addizionato con malta a base di resine sintetiche ed idrofobanti per la formazione e sigillatura delle fughe (mm 0-5), compresa ogni opera accessoria per la formazione dei giunti di dilatazione ed escluso il sottofondo o il rinzafo	m²	29,62	1,60	47,39	44,61	94,12%	
1	01.A11.A40.015	Sottofondo per pavimenti di spessore fino a cm 15. Eseguito in conglomerato leggero a base di argilla espansa per ogni cm di spessore e per superfici di almeno m² 0,20	m²	3,61	1,60	5,78	4,02	69,54%	
						503,8			

Figura 119-Computo metrico sezione incamiciata con EXOCEM FCC con barre di armatura in camicia

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Prezzo Unitario	Quantità	Importo [Euro]	Manod. Lorda	% Manod.	Note
1	/	Exocem FCC, speciale composito premiscelato fibrorinforzato con fibre polimeriche. EXOCEM FCC risponde ai principi definiti nella UNI EN 1504-9 ed è conforme ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3. Il prodotto ha una resa (premiscelato a secci) di 20 kg/m/cm.	m ³	1500	0,15	220,3			
1	01.A04.C03.020	Getto in opera di calcestruzzo cementizio eseguito direttamente da autobetoniera con apposita canaletta. In strutture armate.	m ³	34,73	0,15	5,10	5,10	100%	
1	01.A04.E00.005	Vibratura mediante vibratore ad immersione, compreso il compenso per la maggiore quantità di materiale impiegato, noleggio vibratore e consumo energia elettrica o combustibile, di calcestruzzo cementizio armato	m ³	8,35	0,15	1,23	0,87	71,30%	
1	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldane, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma	m ²	30,06	4,104	123,37	114,61	92,90%	
						350,0			

Figura 120-computo metrico sezione incamiciata con EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia

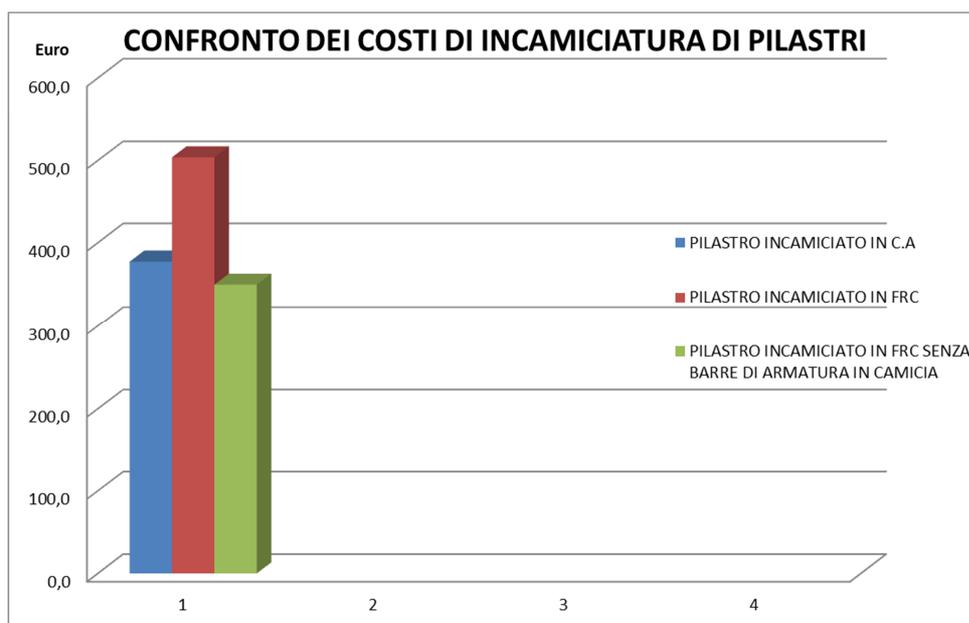


Figura 121-Confronto dei costi di intervento delle tre tipologie di incamiciature proposte

Come si evince dal grafico in Fig.121 è possibile affermare che l'intervento maggiormente conveniente dal punto di vista economico è quello dell'incamiciatura in EXOCEM FCC senza barre di armatura in camicia. Nonostante la resistenza offerta risulti essere leggermente minore rispetto agli altri due interventi proposti riesce comunque a garantire la resistenza della sezione nei confronti della sollecitazione agente ad un minor costo di realizzazione.

Capitolo 5 – Confronto con prove sperimentali

5.1 Comportamento di colonne in calcestruzzo fibro-rinforzato ad alte prestazioni sottoposte a diverse condizioni di carico

Nel presente lavoro di tesi è stato analizzato uno studio condotto dagli studiosi Hadi, Balanjii e Sheikh sul comportamento di pilastri in calcestruzzo ad alte prestazioni rinforzato con microfibre, macrofibre, e fibre ibride in acciaio. I provini impiegati in questo esperimento sono stati sottoposti a diverse condizioni di carico:

- Carico assiale centrato;
- Carico assiale con eccentricità di 25 millimetri;
- Carico assiale con eccentricità di 50 millimetri;

I provini utilizzati in questa analisi hanno un diametro di 205 millimetri e un'altezza di 800 millimetri. Tutti i provini posseggono lo stesso quantitativo di armature longitudinali ed elicoidali. I risultati mostrano che l'aggiunta di macrofibre in calcestruzzi ad alte prestazioni migliora la duttilità ma riduce la resistenza dei provini rispetto ai provini senza fibre, mentre l'impiego di microfibre e fibre ibride aumenta la resistenza e la duttilità dei provini in condizione di carichi eccentrici.

Recentemente l'uso di calcestruzzo ad alte prestazioni è notevolmente aumentato soprattutto per applicazioni strutturali, specialmente per la realizzazione delle colonne dei piani inferiori di edifici molto alti, oppure è stato largamente impiegato per la costruzione di ponti e fondazioni. Il calcestruzzo ad alte prestazioni sicuramente garantisce un'elevata durabilità e resistenza a compressione, tuttavia i vantaggi dell'impiego di questi calcestruzzi vengono controbilanciati dalla riduzione di duttilità.

Una tecnica per aumentare la duttilità e migliorare la fragilità delle colonne è l'uso di barre laterali elicoidali aventi un passo molto ristretto, prestando attenzione all'eventuale fenomeno di spalling, che consiste essenzialmente nell'espulsione del calcestruzzo del copriferro, che può determinare una riduzione delle capacità portante delle colonne. Una tecnica ulteriore per aumentare la duttilità, ridurre la fragilità ed eliminare il fenomeno di spalling è quello di aggiungere macro-fibre in acciaio, che oltretutto provvede indirettamente al confinamento del nucleo. Tuttavia il problema principale dell'inclusione di macro-fibre in acciaio è la riduzione della lavorabilità e ciò ovviamente limita il massimo quantitativo di macro-fibre contenuto nel calcestruzzo ad un valore pari del 2% del volume totale.

Per ciò che invece riguarda l'inclusione delle micro-fibre nel calcestruzzo ad alte prestazioni, è stato studiato che un impiego del 3% del volume delle fibre porta ad un miglioramento della resistenza a compressione e a flessione e del modulo di elasticità del calcestruzzo. L'impiego invece di fibre ibride (cioè una combinazione del provino di micro e macro fibre) è dovuto al fatto che l'utilizzo di un'unica tipologia di fibre non permette di raggiungere una performance ottimale del materiale. In generale l'impiego di fibre ibride determina un miglioramento dello sforzo di taglio e della duttilità nei pilastri. La distribuzione degli sforzi nella sezione trasversali di una colonna è uniforme nel caso di carico centrato e non uniforme nel caso di carico eccentrico.

Lo scopo di questo studio è quello di andare a determinare l'influenza dei differenti tipi di fibre (microfibre, macrofibre, fibre ibride) sul comportamento dei provini cilindrici in condizione di carico assiale centrato, carico assiale eccentrico e flessione semplice. Anche gli effetti del confinamento indiretto determinato dai differenti tipi di fibre viene preso in considerazione per determinare i carichi assiali e le capacità di momento flettente delle colonne in calcestruzzo ad alte prestazioni.

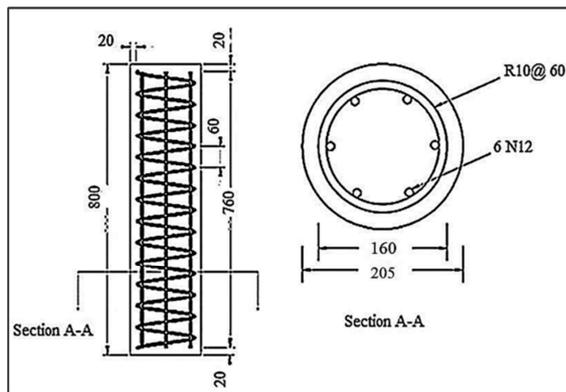


Figura 122- Provino cilindrico impiegato per la realizzazione dell'esperimento

I provini impiegati per la realizzazione dell'esperimento sono sedici e tutti hanno la stessa geometria corrispondente ad un diametro di 205 millimetri ed un'altezza di 800 millimetri. La scelta di questa altezza è legata essenzialmente ad evitare la formazione di momenti di secondo grado legati alla snellezza dell'elemento.

Tutti i provini sono stati rinforzati con 6 barre longitudinali di 12 millimetri di diametro avente tensione nominale di 500 Mpa e barre elicoidali di diametro 10 millimetri, passo 60 millimetri e tensione nominale di 250 MPa. Il rinforzo dei provini è conforme alla normativa austriana AS 3600-09. I provini sono stati suddivisi in 4 gruppi:

- Gruppo RC (provini che non contengono fibre in acciaio);
- Gruppo MI (provini contenenti un volume di micro-fibre pari al 3%);
- Gruppo MA (provini contenenti un volume di macro-fibre pari al 2%);
- Gruppo HY (provini contenenti un volume di fibre ibride pari al 2,5%, dove 1,5% sono microfibre e 1% macrofibre);

Essendo 16 i provini abbiamo sostanzialmente 4 provini per gruppo di cui:

- 1 provino soggetto a pura compressione assiale;
- 1 provino soggetto a un carico assiale con eccentricità pari a 25 millimetri;
- 1 provino soggetto a un carico assiale con eccentricità di 50 millimetri;
- 1 provino soggetto a flessione pura (prova di flessione su 4 punti);

I provini sono stati portati a rottura e sottoposti alla macchina di compressione Denison 5000 kN.

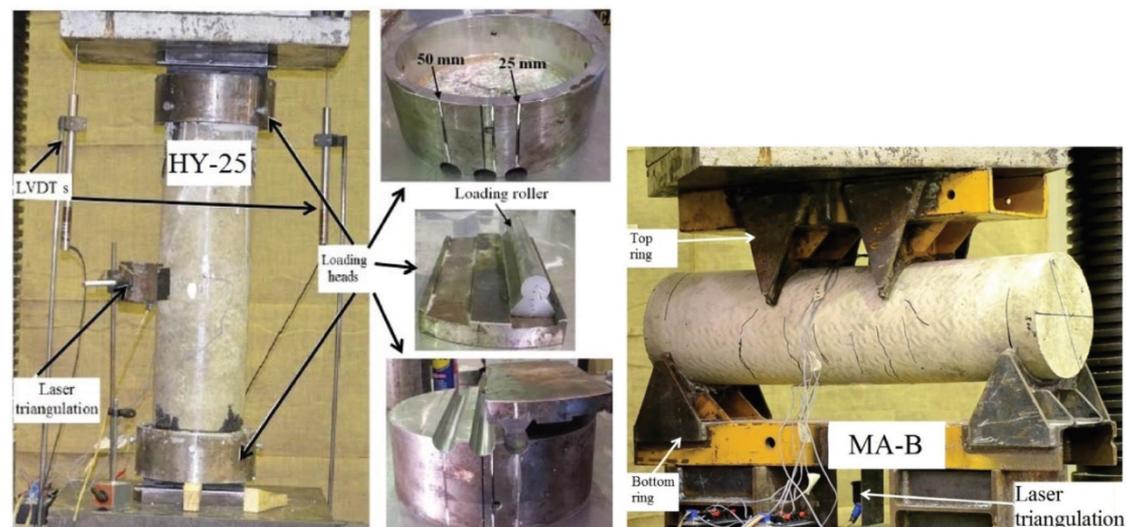


Figura 123- Da sinistra verso destra: carico di compressione assiale, teste di carico, prova di flessione semplice

5.2 Proprietà dei materiali impiegati, test preliminari e procedura del test

Il calcestruzzo impiegato per la realizzazione di questi test ha una resistenza a compressione a 28 giorni di 60 MPa, mentre le fibre impiegate hanno geometria differente in relazione al fatto che siano microfibre o macrofibre. Le microfibre hanno una lunghezza di 6 millimetri e un diametro di 0,2 millimetri mentre le macrofibre sono lunghe 18 millimetri e hanno un diametro di 0,55 millimetri con una tensione nominale di 800 MPa. Antecedentemente a questo esperimento è stato condotto uno studio pilota sul comportamento dei calcestruzzi fibro-rinfrozati, mirato ad analizzare quale fosse la percentuale di fibre più idonea da aggiungere al calcestruzzo per determinare dei miglioramenti. È stato visto che solo un volume di fibre pari al 3%, 2% e 2,5%, rispettivamente per microfibre, macrofibre, fibre ibride determinano un miglioramento della resistenza a compressione del calcestruzzo e una ragionevole riduzione della lavorabilità. Nella tabella seguente è presente un riepilogo dei test che vengono effettuati in questo esperimento.

Specimens	Dimensions of specimen		Steel fibers		Steel reinforcement		Eccentricity, mm
	Diameter, mm	Height, mm	Type	Volume content, V_f %	Longitudinal	Helical	
RC-0	205	800	None	None	6N12	R10 @ 60 mm	0
RC-25							25
RC-50							50
RC-B							Four-point bending
MI-0	205	800	Micro steel fibers (MI)	3%	6N12	R10 @ 60 mm	0
MI-25							25
MI-50							50
MI-B							Four-point bending
MA-0	205	800	Macro steel fibers (MA)	2%	6N12	R10 @ 60 mm	0
MA-25							25
MA-50							50
MA-B							Four-point bending
HY-0	205	800	Hybrid steel fibers (HY)	2.5% (1.5% of MI + 1% of MA)	6N12	R10 @ 60 mm	0
HY-25							25
HY-50							50
HY-B							Four-point bending

Figura 124-Riepilogo dei test effettuati sui provini

Le 4 tipologie di provino indicate nella precedentemente tabella hanno la seguente resistenza a compressione media:

- RC è di 60,5 MPa;
- MI è di 62 MPa;
- MA è di 53 MPa;
- HY è di 60 MPa;

Questi 16 provini sono stati gettati all'interno di casseforme realizzate in PVC e per impedire il movimento delle casseforme durante il getto vengono fissate tra loro con del compensato. Il calcestruzzo ad alte prestazioni viene posto all'interno della betoniera e impasto con le relative fibre in relazione alla tipologia di provino che deve essere realizzato. La betoniera viene riempita fino all'altezza richiesta per un volume complessivo di 0,12 m³ per ciascun gruppo di provini. La betoniera lavora per circa 2 minuti per ottenere una miscela uniforme e poi viene effettuato il getto all'interno della cassaforma. Il getto viene realizzato in 3 step e viene vibrato ad ogni step per rimuovere l'aria dal suo interno. Dopo il getto tutti i provini vengono fatti asciugare nella cassaforma per 7 giorni, coprendo i provini con della juta bagnata per prevenire delle perdite di

umidità. Successivamente si lasciano maturare i provini per altri 21 giorni. Dei 16 provini ben 12 sono soggetti ad un carico di compressione assiale che per 4 provini è centrato e per gli altri 8 è eccentrico. Al loro interno i provini sono dotati di strumentazione per misurare la deformazione assiale, tramite dei misuratori elettrici di deformazione che sono collegati alle barre longitudinali a metà della loro altezza per misurare la deformazione assiale dell'armatura.

I provini vengono poi posti tra le due piastre metalliche del macchinario che li sottopone al carico di compressione mentre contemporaneamente due trasduttori differenziali vengono collegati alla macchina per misurare la deformazione assiale e laterale del provino. Gli altri 4 provini dei 16 totali invece, vengono sottoposti ad una prova di flessione pura su 4 punti. È infatti proprio nella porzione centrale (tra gli appoggi) che il provino sarà soggetto a flessione pura. Tutti i provini vengono testati in controllo di deformazione.

Come detto precedentemente è stata valutata per ciascun provino non solo la resistenza ma anche la duttilità che è stata calcolata come segue:

$$\mu_{80} = \frac{\Delta_{80}}{\Delta_1}$$

Dove:

- Δ_{80} è la deformazione assiale all' 80% del carico assiale massimo;
- Δ_1 è la deformazione al carico di snervamento che corrisponde al carico limite del comportamento elastico;

5.3 Analisi dei risultati delle prove

5.3.1 Provini testati in condizione di carico assiale centrato

Come mostrato in Fig.124 i 4 provini testati in questa condizione di carico sono RC-0, MI-0, MA-0, HY-0. Nella tabella sottostante invece vengono riportati i risultati dei test sui provini sottoposti a compressione assiale.

Specimen	Axial load, kN		Normalized axial load P_{max}/N_{lo}	Deformation, mm				Ductility
	Yield (P_{yield})	Maximum (P_{max})		At yield load		At maximum load		
				Axial	Lateral	Axial	Lateral	
RC-0	1681	1827	0.99	2.16	—	2.57	—	3.25
MI-0	1311	1441	0.77	2.2	—	2.74	—	3.88
MA-0	1600	1626	0.96	2.44	—	5.33	—	3.77
HY-0	1990	2196	1.21	2.7	—	3.36	—	4.13
RC-25	1140	1140	—	2.37	1.48	2.37	1.48	1.65
MI-25	1454	1464	—	2.69	2.27	2.89	2.7	1.98
MA-25	1115	1248	—	2.4	0.95	2.53	1.13	2.23
HY-25	1168	1270	—	2.16	1.01	2.65	1.62	2.52
RC-50	661	697	—	2.11	1.83	2.39	2.25	1.53
MI-50	1000	1021	—	2.78	3.25	3.1	4.22	2.03
MA-50	718	848	—	2.02	1.97	2.39	2.55	2.54
HY-50	803	857	—	2.13	1.97	2.44	2.56	2.52

Figura 125- Risultati dei provini soggetti a compressione assiale eccentrica e centrata

Come si nota dalla tabella sovrastante il provino MI-0 e MA-0 portano un carico assiale minore del provino non rinforzato con fibre precisamente del 20% e dell'11%. Questo potrebbe essere dovuto ad una mancanza di adeguata vibrazione del provino, testimoniata dalla formazione di piccole cavità nei provini a metà altezza. Per ciò che invece riguarda il provino HY-0 esso porta un carico assiale maggiore del 20% rispetto al provino non rinforzato con fibre (RC-0).

Per i provini soggetti a carico assiale centrato, il valore del carico stesso P_{max} è stato normalizzato rispetto allo sforzo assiale nominale N_{uo} . Tale valore è stato calcolato in accordo alla normativa australiana AS 3600-900 nella seguente maniera:

$$N_{uo} = (\alpha_1 f'_c)(A_g - A_s) + f_y A_s \quad \text{per i provini RC - 0}$$

$$N_{uo} = (\alpha_1 f'_{fc})(A_g - A_s) + f_y A_s \quad \text{per i provini rinforzati}$$

Dove:

- f'_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato;
- f_y è la tensione di snervamento delle barre di armatura;
- A_s è l'area delle barre di armatura;
- A_g area della sezione trasversale del provino;
- f'_{fc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo rinforzato con le fibre;

I valori dei rapporti calcolati sono indicati nella tabella precedente e mostrano che il valore più alto è associato al provino HY-0 e il più basso al provino MI-0. Per ciò che invece riguarda la duttilità dei provini si nota come per i provini MI-0, MA-0, HY-0 la duttilità sia aumentata rispetto al provino RC-0 rispettivamente del 19%, 16%, 27%.

5.3.2 Provini testati in condizione di carico assiale eccentrico

Un totale di 8 provini sono stati testati in condizione di carico assiale eccentrico, e più precisamente abbiamo che i provini RC-25, MI-25, MA-25, HY 25 sono sottoposti ad un carico assiale avente un'eccentricità di 25 millimetri mentre i provini RC-50, MI-50, MA-50, HY-50 sono invece sottoposti ad un carico assiale con un'eccentricità di 50 millimetri. Per ciò che riguarda i provini sottoposti ad un carico con eccentricità di 25 millimetri si è visto dall'analisi della prova che il provino MI-25 porta un carico assiale del 28% maggiore rispetto al provino RC-25. Si notano anche incrementi del carico massimo sopportabile dal provino MA-25 del 9% e dal provino HY-25 dell'11%.

Si è notato inoltre un incremento della duttilità per il provino MI-25 del 20%, per il provino MA-25 del 35% e per il provino HY-25 del 53% ovviamente rispetto al provino RC-25.

Per ciò che invece riguarda i provini sottoposti ad un carico assiale avente eccentricità di 50 millimetri si nota come il provino MI-50 ha un incremento del carico assiale massimo rispetto al provino RC-50 del 46%, mentre i provini MA-50 ed HY-50 rispettivamente del 22% e del 23%. Per ciò che riguarda la duttilità invece si nota come il provino maggiormente prestante è HY-50 che ha un incremento di duttilità rispetto al provino RC-50 del 65%, seguito dal provino MA-50 con un incremento di duttilità del 63% e dal provino MI-50 con un incremento del 33%.

In generale si nota come i provini MI-25 ed MI-50 mostrano i netti miglioramenti rispetto alle altre tipologie di provini in termini di carico massimo assiale e di deformazioni relative. Le macrofibre producono un meccanismo di rinforzo migliore a livello di microfessurazione. Ciò si evince dall'aumento del massimo carico assiale per i provini MI-25 ed MI-50 nei quali la capacità di portare il carico diminuisce rapidamente con l'aumentare delle deformazioni assiali. Il rapido decremento di capacità portante è dovuto al fatto che le fibre vengono spinte fuori dalla matrice e diventano inefficaci.

Questo potrebbe essere una delle ragioni che spiega un miglioramento inferiori in termini di duttilità rispetto ai provini MA ed HY. MA-25 ed MA-50 mostrano un miglioramento netto invece in termini di duttilità anche se le macrofibre non risultano essere efficaci nell'insorgenza delle microfessurazioni. Con l'apertura delle fessure, le macrofibre sono efficaci e fanno sì che le fessure non si aprano ulteriormente, portando gli sforzi o trasferendoli alle altre parti della matrice o alle altre fibre.

Per ciò che invece riguarda i provini HY-25 e HY-50 sia il carico massimo che la duttilità aumentano perché al loro interno sono presenti sia microfibre che macrofibre. Le microfibre infatti, risultano essere efficaci nel controllare le microfessurazioni, mentre le macrofibre migliorano il comportamento post-fessurativo. Nelle Fig. 126-127 si nota che la capacità portante di carico assiale diminuisce con l'aumento dell'eccentricità così anche la duttilità diminuisce con l'aumento dell'eccentricità.

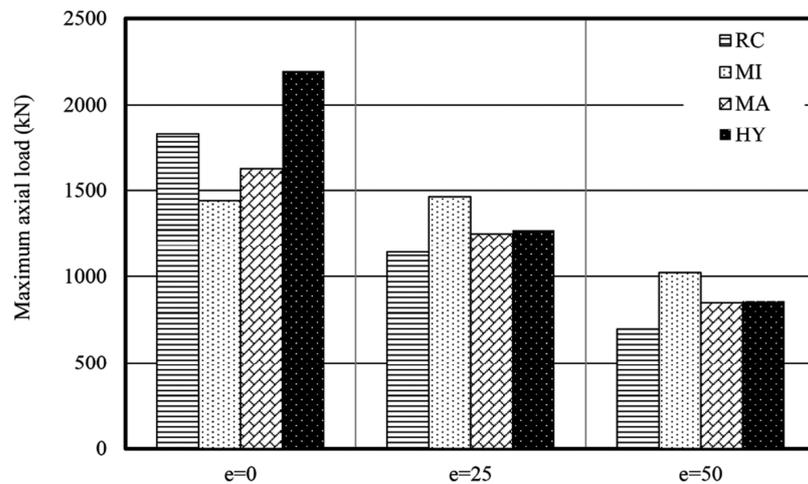


Figura 126 - Massimo carico assiale dei provini sottoposti a carichi con differenti eccentricità

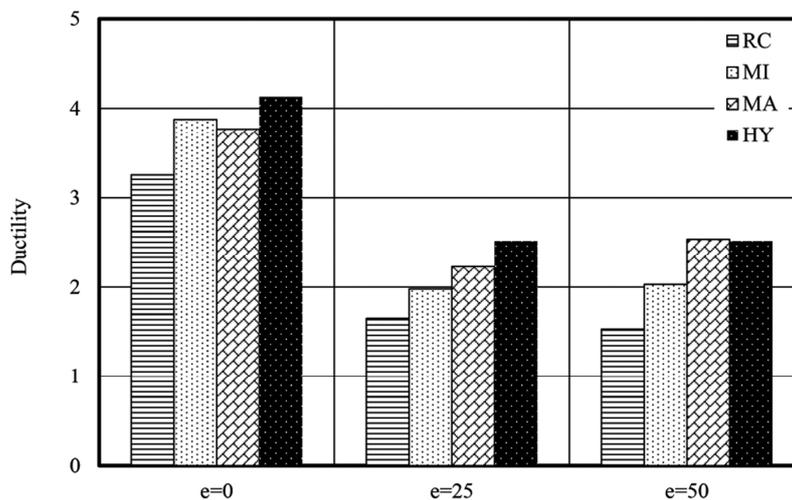


Figura 127 - Duttilità dei provini sottoposti a carichi con differenti eccentricità

5.3.3 Provini soggetti a flessione semplice

Nell'esperimento i provini soggetti a flessione sono 4 RC-B, MI-B, MA-B, HY-B e si nota che rispetto a calcestruzzi ordinari, i calcestruzzi fibro-rinforzati soggetti a flessione semplice sono in grado di portare un carico maggiore e presentano una duttilità maggiore. Infatti, si è notato che la capacità portante flessionale del provino con fibre ibride è maggiore di circa il 35% rispetto al provino RC-B (non rinforzato con fibre). Per i provini MI-B e MA-B abbiamo invece un incremento di circa il 17% e dell'8%.

Per ciò che invece riguarda l'inflessione in mezzeria, i provini HY-B e MI-B hanno un inflessione maggiore del provino RC-B rispettivamente del 34% e del 6%, mentre per il provino MA-B è minore di circa il 20%. Si nota infine un incremento di duttilità per tutti i tre provini fibro-rinforzati rispetto al provino non rinforzato. Precisamente si ha un incremento del 12% per il provino MI-B, del 75% per il provino MA-B e per il provino HY-B dell'11%.

Specimens	Bending load, kN		Midspan deflection, mm		Ductility
	Yield	Maximum	At yield	At maximum	
RC-B	236	294	4.84	23.70	4.90
MI-B	277	344	5.13	28.27	5.5
MA-B	255	327	3.87	33.20	8.57
HY-B	320	398	6.49	35.45	5.46

Figura 128-Risultato prove di flessione

5.3.4 Modi di rottura dei provini

Tutti i provini vengono testati a rottura e i modi di rottura risultano essere differenti da provino a provino. Il provino RC-0 si rompe per taglio e quando il carico assiale raggiunge il valore massimo il calcestruzzo del copriferro viene espulso.

Per ciò che invece riguarda i provini RC-25 e RC-50 la rottura è contraddistinta dall'espulsione del calcestruzzo del copriferro e dal collasso delle barre longitudinali del lato compresso. La rottura del calcestruzzo in direzione orizzontale è osservata dal lato teso. L'inserimento delle fibre determina un cambiamento della tipologia di rottura da fragile a duttile e il fenomeno dello spalling che caratterizza il copriferro è osservato al raggiungimento del massimo carico assiale per i provini fibro-rinforzati.

Per ciò che invece riguarda il provino MI-0 la rottura del calcestruzzo si ha a metà dell'altezza del provino ed è dovuta alla presenza di buchi nel calcestruzzo ed è seguita dal cedimento delle barre longitudinali. Per i provini MI-25 ed MI-50 si ha la formazione di fessure orizzontali nella parte tesa e di fessure verticali nella parte compressa. La formazione delle fessure viene seguita dal cedimento delle barre longitudinali.

Il provino MA-0 si rompe per taglio ed è caratterizzato prima dall'insorgenza del fenomeno di spalling a cui segue il cedimento delle armature. Nel provino MA-25 il calcestruzzo si rompe sul lato compresso, mentre il provino MA-50 è caratterizzato dalla rottura nella sua sezione terminale.

Il provino HY-0 è caratterizzato invece da rottura per espansione laterale del provino mentre i provini HY-25 e HY-50 sono caratterizzati da una rottura simile al provino MI-25 ed MI-50.

5.4 Costruzione del dominio di interazione e confronto con i punti sperimentali

Dall'esperimento effettuato è possibile affermare che per ogni provino sostanzialmente si sono determinate 4 condizioni di carico che hanno determinato la rottura dello stesso:

- Carico assiale centrato;
- Carico assiale eccentrico con eccentricità di 25 millimetri;
- Carico assiale eccentrico con eccentricità di 50 millimetri;
- Flessione semplice;

Quindi sostanzialmente per i 4 provini sono state determinate 4 coppie di punti M-N ricavate sperimentalmente dalle prove di carico a cui i provini sono stati testati. Per tale ragione è stato realizzato un programma di calcolo che ci permettesse di determinare i domini di interazione dei provini considerati e che ci desse così la possibilità di confrontare tali domini con i punti sperimentali ricavati dalle prove di laboratorio. Questa procedura è quindi mirata non solo a verificare la bontà del programma di calcolo realizzato ma anche a testare l'attendibilità delle prove condotte sui provini.

All'interno del programma di calcolo è stata definita la geometria della sezione, le proprietà dei materiali e le leggi costitutive degli stessi come dati di input e come dato di output si ottiene il dominio di interazione di ciascun provino. Di seguito riportiamo i dati di input e di output di ciascun dominio di interazione e i relativi punti sperimentali ottenuti tramite le prove di laboratorio. Ricordiamo che il programma di calcolo lavora esclusivamente su aree quadrate o rettangolari per tale ragione l'area di ciascun provino circolare è stata suddivisa in circa 80 rettangoli al fine di ottenere un' area di calcestruzzo pressoché uguale a quella dei provini reali.

➤ Provino MI

calcestruzzo		acciaio		sezione	
trazioni positive		legge in comp. e trazione		numero rettangoli= 80	
compressioni negative		Fy= 483		strisce d'armatura= 3	
legge in compressione		Epsy= 0.002415		calcestruzzo	
FC= -62		Fu= 483		parab_rett=1 Sargin=2	
Epsc1= -0.002		Epsu= 0.065		Valore 1	
Epsc2= -0.0035				esponente par-rett= 2	
legge in trazione		armature y dal basso verso l'alto			
FCT= 0		striscia	As	y	
Epsct= 0.0001		1	226.19	36.8107	
FCT1= 0		2	226.19	102.50	
Epsct1= 0.0002		3	226.19	168.19	
FCT2= 0					
Epsct2= 0.0025					

Figura 129- Caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione

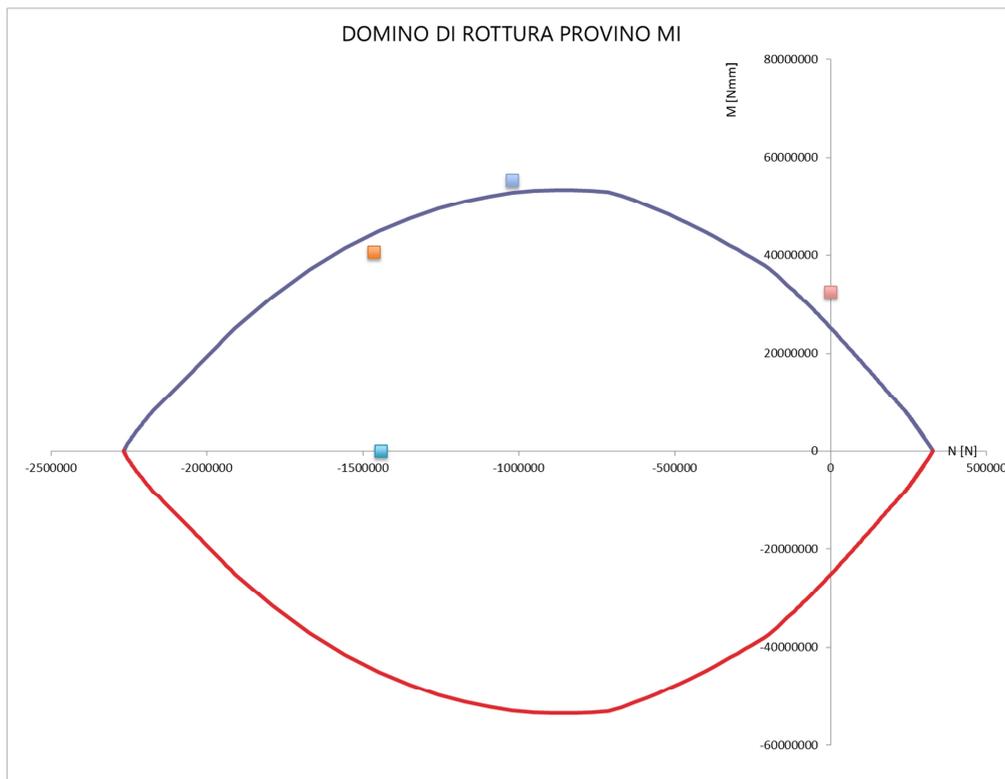


Figura 130-Dominio di interazione teorico del provino MI e confronto con punti sperimentali

➤ **Provino MA**

calcestruzzo		acciaio		sezione	
trazioni positive		legge in comp. e trazione		numero rettangoli= 80	
compressioni negative		Fy= 483		strisce d'armatura= 3	
legge in compressione		Epsy= 0.002415		calcestruzzo	
FC= -53		Fu= 483		parab_rett=1 Sargin=2	
Epsc1= -0.002		Epsu= 0.065		Valore 1	
Epsc2= -0.0035				esponente par-rett= 2	
legge in trazione		armature y dal basso verso l'alto			
FCT= 0		striscia	As	y	
Epsc1= 0.0001		1	226.19	36.8107	
FCT1= 0		2	226.19	102.50	
Epsc1= 0.0002		3	226.19	168.19	
FCT2= 0					
Epsc2= 0.0025					

Figura 131- Caratteristiche geometriche e meccaniche del provino MA

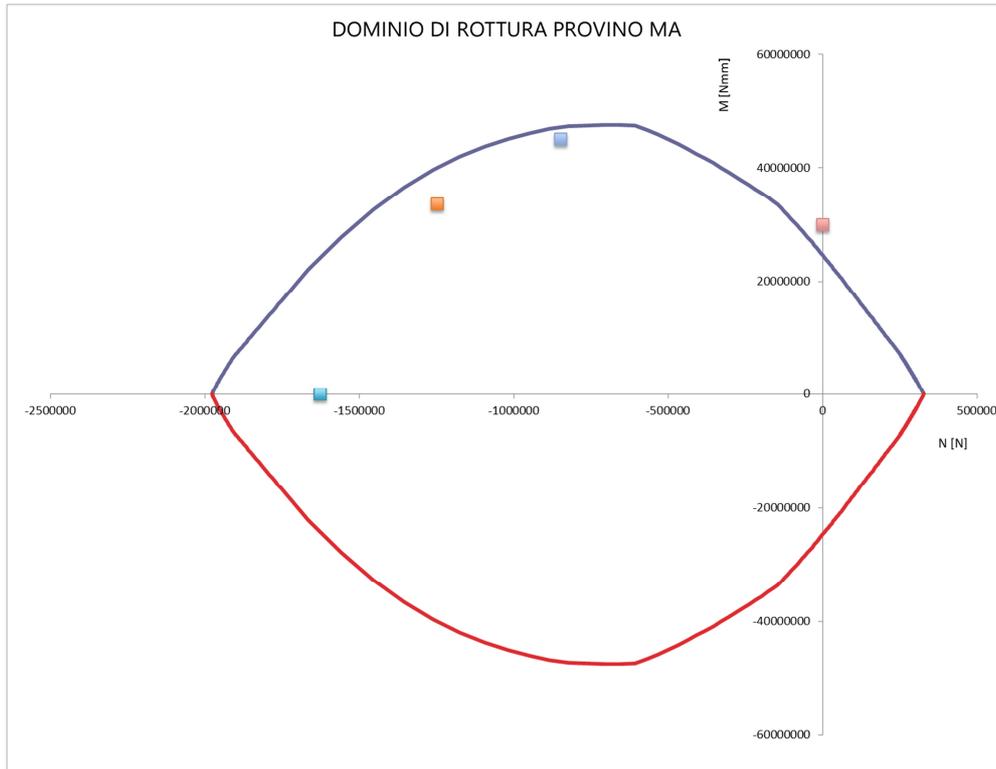


Figura 132-Dominio di interazione provino MA e confronto con i punti sperimentali

➤ Provino HY

calcestruzzo	acciaio	sezione
trazioni positive	legge in comp. e trazione	numero rettangoli= 80
compressioni negative	Fy= 483	strisce d'armatura= 3
legge in compressione	Epsy= 0.002415	calcestruzzo
FC= -60	Fu= 483	parab_rett=1 Sargin=2
Epsc1= -0.002	Epsu= 0.065	Valore 1
Epsc2= -0.0035		esponente par-rett= 2
legge in trazione		
Fct= 0	armature y dal basso verso l'alto	
Epsct= 0.0001	striscia	As
Fct1= 0	1	y
Epsct1= 0.0002	2	226.19
Fct2= 0	3	36.8107
Epsct2= 0.0025		102.50
		168.19

Figura 133- Caratteristiche geometriche e meccaniche del provino HY

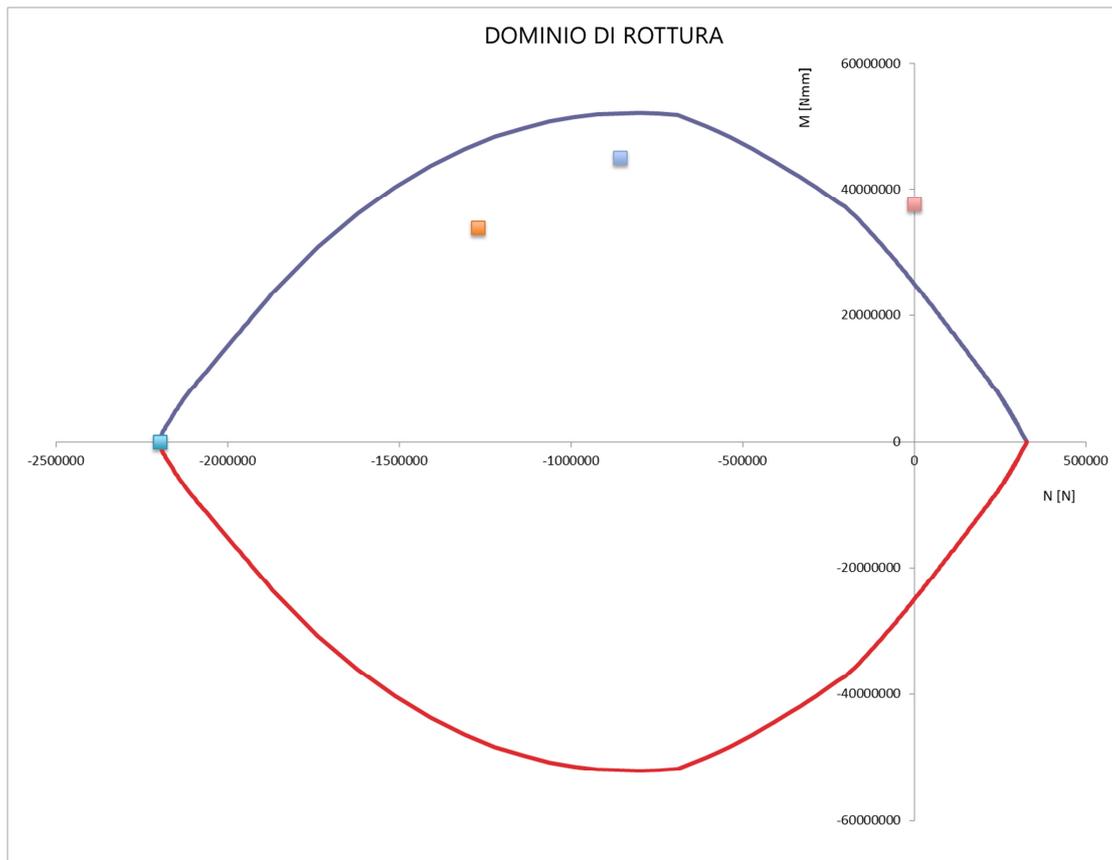


Figura 134- Dominio di interazione del provino HY e confronto con i punti sperimentali

Come si nota dai precedenti diagrammi, i punti sperimentali ottenuti attraverso le prove di laboratorio effettuate sui provini fibro-rinforzati risultano essere prossimi al dominio di rottura teorico calcolato attraverso il programma di calcolo realizzato. Ciò ovviamente avvalorava non solo la bontà del metodo di calcolo proposto ma anche la validità delle prove sperimentali condotte.

Capitolo 6 – Conclusioni

Nello studio condotto in questo lavoro di tesi ci si è posto come obiettivo quello di analizzare il comportamento di elementi strutturali rinforzati in calcestruzzo fibro-rinforzato e di paragonare tale tecnica di rinforzo con quella classica in cemento armato.

Dall'analisi effettuata sono diverse le conclusioni che possono essere tratte e diversi gli spunti per un futuro approfondimento. L'analisi si è concentrata principalmente sul rinforzo di pilastri esistenti tramite la realizzazione di una camicia che potesse determinare l'incremento dell'area di calcestruzzo resistente. Si è evinto che la realizzazione di una camicia in calcestruzzo fibro-rinforzato determina un incremento di resistenza decisamente apprezzabile rispetto a quello determinato da una camicia in cemento armato. Questo ovviamente lo si deve all'impiego di fibre in acciaio, presenti all'interno della matrice del composito, che determinano un incremento notevole della resistenza a trazione del calcestruzzo.

L'aggiunta di fibre tuttavia determina un complessivo miglioramento del comportamento del calcestruzzo, non solo in termini di resistenza, ma anche in termini di durabilità e di propagazione delle fessure, grazie all'effetto di cucitura determinato dalle fibre stesse. Per il raggiungimento di tali risultati è stata necessaria l'elaborazione complessa di un foglio di calcolo in grado di poter determinare il dominio di interazione semplificato di ciascuna situazione analizzata per il confronto.

L'analisi preliminare effettuata si è basata sulla considerazione che l'efficacia del rinforzo (che esso sia in cemento armato o in calcestruzzo fibro-rinforzato) dipenda dall'interazione tra il pilastro esistente ed il nuovo rivestimento. Per tale ragione sia nel caso di incamiciatura tradizionale in cemento armato, che nel caso di incamiciatura con composito fibro-rinforzato, sono state prese in considerazione due situazioni limite. La prima teneva in conto di una condizione di completa aderenza tra il pilastro esistente e la camicia e la seconda invece prendeva in considerazione il caso di mancata aderenza tra i due elementi.

Nel caso di totale aderenza si è considerato che la sezione rinforzata fosse interamente monolitica e che quindi si comportasse come un elemento unico reagente nel suo insieme alle sollecitazioni agenti. Nel caso invece di assenza di aderenza si è considerata l'effettiva ripartizione degli sforzi tra il pilastro esistente e la camicia di rinforzo. In entrambi i casi limite si è notato un notevole incremento di resistenza nel caso di incamiciatura in composito fibro-rinforzato rispetto al caso di incamiciatura tradizionale. Dall'analisi dei domini di interazione ottenuti nelle due situazioni limite nei casi incamiciatura proposti, si è notato come le tali situazioni determinano risultati apprezzabilmente simili tra loro o comunque strettamente divergenti, questo tende ad avvalorare l'ipotesi di considerare, in interventi di rinforzo di questa natura, la sussistenza della condizione di completa aderenza tra il pilastro esistente e la camicia di rinforzo e quindi di conseguenza la condizione di monoliticità dell'intera sezione resistente (ipotesi suggerita nel CNR DT 204-2006).

Dopo un confronto di natura puramente resistiva si è passati alla considerazione di un confronto di natura economica sul costo di ciascun intervento. Sostanzialmente si è proceduto ad analizzare il costo dell'intervento di incamiciatura del pilastro in cemento armato, di incamiciatura del pilastro in composito fibro-rinforzato con l'impiego di barre di armatura in camicia e di incamiciatura del pilastro in composito fibro-rinforzato senza l'impiego di barre di armatura in camicia. Quest'ultima soluzione seppur garantendo un incremento di resistenza minore dovuto proprio alla mancanza del contributo offerto dalle barre di armatura presenti in camicia sicuramente è la tipologia di intervento meno costosa a parità di geometria della sezione resistente. Questo ovviamente è legato ad un minor impiego di tempo e a un minor costo delle lavorazioni necessarie da attuare nel caso di incamiciatura di un pilastro.

Tuttavia, analizzando l'incremento di resistenza offerto dagli interventi proposti e il costo di realizzazione degli stessi il miglior compromesso è garantito dal caso di incamiciatura del pilastro in composito fibro-rinforzato con barre di armatura all'interno della camicia, questo perché

nonostante il costo dell'intervento è maggiore rispetto agli altri interventi, il contributo di resistenza offerto risulta essere notevole.

La bontà delle ipotesi effettuate e dei modelli di calcolo proposti è stata avvalorata dal confronto con prove di laboratorio effettuate su provini cilindrici di calcestruzzo fibro-rinforzato. I provini considerati sono rinforzati con fibre di diversa natura e dimensione. Anche dall'analisi sperimentale è stato dedotto che l'impiego di fibre all'interno del composito determina un miglioramento in termini di resistenza, di durabilità e duttilità del materiale.

In seguito sono stati condotti dei confronti tra il dominio di interazione teorico di ciascun provino, e le coppie di punti M-N che determinano la rottura dei provini soggetti alle diverse condizioni di carico a cui questi sono stati sottoposti. La congruenza dei dati ottenuti, non solo ha avvalorato la bontà delle prove sperimentali analizzate, ma anche la correttezza del modello analitico proposto.

Bibliografia

- Coppola L., Dissesti delle strutture in c.a., Università degli studi di Bergamo;
- Nuti C., Recupero delle strutture esistenti, Università degli studi di Roma, 2011;
- M. Dolce, G. Manfredi, Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, 2011;
- S. Lombardo, T. Chiofalo, Manuale del rinforzo strutturale, guida all'adeguamento sismico con sistemi compositi e tecniche tradizionali, 2014.
- G. Campione, L. Cavaleri, F. Di Trapani, M.F. Ferrotto, G.Mancaluso, M. Papia, Influenza dei fenomeni attritivi nella risposta strutturale di colonne in c.a. rinforzate con incamiciatura in acciaio: confronto numerico-sperimentale e predizione analitica della capacità, 2015.
- Carrozza S., Analisi sismica degli edifici esistenti in muratura con metodo RAN, Università degli studi di Napoli, 2008.
- Mostosi S., Meda A., Rinaldi Z., Riva P., Riparazione di pilastri in c.a. con armature corrose mediante incamiciature in calcestruzzo ad elevate prestazioni.
- Manfredi G., Metodi di adeguamento innovativo.
- Thermou G.E., Papanikolaou V.K., Kappos A.J., Flexural behaviour of reinforced concrete jacketed columns under reversed cyclic loading, Elsevier Structural Engineering, 2014.
- Thermou G.E., Papanikolaou V.K., Kappos A.J., Monolithicity factors for the design of R/C columns strengthened with R/C jackets, Second European conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul, 2014.
- Thermou G.E., Papanikolaou V.K., Kappos A.J., Moment- curvature analysis of R/C jacketed rectangular sections including interface slip under cyclic loading,.
- Julio E.S., Branco F., Silva V. D., Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing, John Wiley & sons, Ltd, 2003, 5:29-37.
- Muhammad N.S. Hadi, Embdad K.Z. Balanji, M.Neaz Sheikh, Behavior of steel fiber-reinforced high-strength concrete columns under different loads, ACI structural journal, 2017.
- Muhammad N.S. Hadi, Embdad K.Z. Balanji, M.Neaz Sheikh, Behaviour of high strength concrete reinforced with different types of steel fibres
- E. Tumino, B. Chiaia, A.P. Fantilli, I diagrammi di interazione delle colonne in c.a. incamiciate, 2016.
- D.M. 14.01.2008-Norme Tecniche per le costruzioni, Roma.
- CNR DT 204-2006, Roma.
- Ernst & Sohn, The fib model code for concrete structures, 2010
- Eurocodice 2 parte 1-1.
- Giannini R., Appunti di tecnica delle costruzioni, 1999.

- Gherzi A., Il cemento armato dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario, Dario Flaccovio editore, Palermo, 2005.
- Minafò G., A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets, Elsevier Structural Engineering, 2015; 85:162-169.