***COSTRUZIONE DEL DOMINIO DI INTERAZIONE***

*PREMESSA:*

Si osserva che per ogni retta limite di deformazione, individuata univocamente dalla posizione “” dell’asse neutro, sfruttando i legami costitutivi dei materiali (acciaio e calcestruzzo) e le equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione rispetto alla corda passante per G (baricentro della sezione) e ortogonale all’asse di simmetria della sezione, è possibile esprimere:; grandezze essenziali per definire la capacità di resistenza dell’elemento strutturale.

Le posizioni limite dell’asse neutro definiscono i campi di rottura della sezione. Questi individuano il tipo di collasso dell’elemento strutturale in funzione del quantitativo di acciaio ed in funzione dello sforzo normale esterno. In particolare:

* Campo 1: rottura a trazione delle barre di armatura
* Campo 2: rottura a trazione delle barre di armatura
* Campo 3: rottura per schiacciamento del calcestruzzo con snervamento dell’armatura
* Campo 4/4a: rottura per schiacciamento del calcestruzzo senza snervamento dell’armatura
* Campo 5: rottura per schiacciamento del calcestruzzo senza snervamento dell’armatura

Si definisce rottura fragile della sezione quella che avviene quando la deformazione nell’acciaio teso e inferiore a quella di snervamento (Campo 4) o quando tutta la sezione è compressa (Campo 5).

Si definisce rottura duttile della sezione quella che avviene quando la deformazione nell’acciaio teso e superiore a quella di snervamento, ciò si verifica nel Campi 1, 2, 3.

La rottura duttile e preferibile per tre motivi:

1) è accompagnata da notevoli deformazioni nell’acciaio teso; il calcestruzzo, non essendo in grado di resistere a sollecitazioni di trazione, si fessura in maniera evidente mostrando lo stato d’imminente crisi. La rottura fragile, al contrario, e improvvisa, avviene per schiacciamento del calcestruzzo con basse deformazioni in zona tesa (l’acciaio è in campo elastico) e quindi senza segni premonitori;

2) nelle strutture iperstatiche il comportamento duttile consente la ridistribuzione delle sollecitazioni (la ridistribuzione è legata alla possibilità di rotazioni plastiche della sezione);

3) una struttura duttile è in grado di assorbire una notevole quantità di energia cinetica proveniente da un terremoto, anche di notevole intensità, sotto forma di energia di deformazione in campo plastico. L’energia di deformazione plastica non e restituita dalla struttura come quella elastica.

Si definisce rottura bilanciata della sezione quella che avviene quando la deformazione nell’acciaio è pari a e quella nel calcestruzzo a (retta di separazione tra i campi 3 e 4).

Nel riferimento dimensionale (O; N, M), la coppia individua un punto della “curva di interazione” o “frontiera di rottura” della sezione.

Al variare di “y” tra -∞ (retta limite ) e +∞ (retta limite) viene descritta l’intera frontiera che risulta essere una curva chiusa e convessa che racchiude il dominio di resistenza della sezione, ossia il luogo geometrico dei punti rappresentativi di stati di sollecitazione ammissibili della sezione.

La curva risulta essere chiusa in quanto si devono prevedere le situazioni deformative limite sia con riferimento al bordo superiore della sezione di calcestruzzo e all’armatura inferiore che con riferimento al bordo inferiore della sezione di calcestruzzo e all’armatura superiore .

La frontiera di rottura dipende:

* + - * + dalle caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo;
        + dal quantitativo di armature presenti;
        + dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell’acciaio.

Per visualizzare la variazione del dominio di interazione al variare del solo quantitativo di acciaio si propone il seguente grafico.

In ascisse è riportato il valore dello sforzo normale resistente espresso in , mentre in ordinate il valore del momento flettente resistente espresso in .

Tale andamento valutato a titolo di esempio è riferito alla sezione quadrata succitata e rappresenta la curva limite in cui ad ogni passo si incrementano due barre di armatura di diametro 16 [ mm ], partendo da una situazione in cui non vi sono barre di armatura. Si evince come ad ogni incremento il dominio aumenti la sua superficie e quindi inglobi al suo interno un quantitativo sempre maggiore di punti.

Nel paragrafo seguente si spiegherà come è stata condotta la costruzione del dominio di interazione e quindi come sono stati raggiunti questi risultati.

1. *VERIFICA IN PRESSOFLESSIONE RETTA: La Costruzione del dominio d’interazione.*

L’uso del metodo degli stati limite per la verifica ed il progetto di pilastri è diventato necessario per il progettista strutturale, dopo l’emanazione della nuova norma sismica.

Per la verifica ed il progetto delle armature si utilizzano domini di interazione, ovvero curve che rappresentano le coppie M-N limite. Essi sono costruiti punto per punto, a partire da diagrammi di tensioni che raggiungono il valore limite del calcestruzzo o dell’acciaio ad un estremo e presentano valori inferiori in tutto il resto della sezione.

La forma di questi domini è molto regolare e si presta, almeno per le sezioni rettangolari e circolari, ad essere rappresentata con relazioni analitiche semplici.

**Procedimento rigoroso per la costruzione del dominio limite**

La curva di frontiera del dominio limite è l’insieme delle coppie M-N che corrispondono a diagrammi di deformazioni limite, cioè diagrammi di ε che raggiungono la deformazione massima del materiale in un punto e non superano tale valore in nessun altro punto. Per il calcestruzzo si adotta usualmente nel calcolo un legame costitutivo rappresentato da un tratto parabolico ed un tratto costante (Fig. 1.1 a); per sezione parzializzata il limite alla deformazione è dato dal valore εcu, pari a 3.5×10-3; nel caso di sezione tutta compressa il limite è invece costituito dal raggiungimento della deformazione εc1 (pari a 2×10-3) in un punto situato a 3/7 dell’altezza, misurati dal bordo maggiormente compresso. Per l’acciaio il legame costitutivo presenta un tratto lineare ed un tratto costante (Fig. 1.1 b); quest’ultimo era tradizionalmente interrotto in corrispondenza della deformazione εsu pari a 10×10-3, ma l’Eurocodice 2 consente di non porre limiti alla deformazione dell’acciaio.



(Fig. 1.1) Legame costitutivo di calcolo per calcestruzzo e acciaio

Nella figura è rappresentato in blu il ramo elastico del legame (lineare per l’acciaio e non lineare per il calcestruzzo), mentre in rosso il ramo plastico.

Utilizzando i legami costitutivi dei materiali, dai valori della deformazione si può risalire in maniera univoca ai valori delle tensioni in calcestruzzo e acciaio, σc e σs;

Note le tensioni si possono ricavare i valori di N e M dalla loro definizione stessa:

Nelle espressioni si è evidenziato in maniera distinta il contributo del calcestruzzo e dell’armatura.

Si noti che, nonostante la non linearità dei legami costitutivi, il contributo dell’armatura varia con legge lineare con As se tutta l’armatura è incrementata proporzionalmente.

Inoltre sono state formulate le seguenti ipotesi:

* Conservazione delle sezioni piane, infatti considerando la trave indeformabile a sforzi taglianti, si permette a livello analitico di avere sezioni ortogonali alla linea d’asse della trave ed ottenere modelli di calcolo per le deformazioni lineari.
* Perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, quest’ipotesi anche se non è localmente soddisfatta, risulta esserlo a livello globale.

La costruzione del dominio avviene spazzando tutti i campi di rottura (Fig. 3.1.2) della sezione, dove ognuno di essi descrive lo stato tensio-deformativo interno in base alla posizione dell’asse neutro. Valutando lo stato tensionale si possono definire le tensioni agenti sulle sezioni e quindi le forze risultati per integrazione sull’area.



(Fig. 1.2) Visualizzazione dei campi di rottura

**CAMPO DI ROTTURA 1**

“ Trazione con piccola eccentricità ”

Si tiene fisso al valore di calcolo dello snervamento dell’acciaio mentre e si fanno variare nell’intervallo in esame.

In quest’analisi il contributo resistente dovuto al calcestruzzo teso non si considera giacché s’ipotizza ai fini del calcolo che questo non sia reagente a trazione, infatti si assumerà per valori di positivi corrispondenti valori nulli, di tensione. Si formula questa ipotesi perché bastano valori di tensione normale di trazione moderati per innescare la rottura del conglomerato cementizio (in generale 1/10 della resistenza caratteristica a compressione). Questo è il classico comportamento di un materiale fragile.

Ricordiamo che l’analisi riguarda la pressoflessione retta per cui si osserva che l’asse neutro e l’asse momento sono collineari, questo implica la medesima proprietà anche per l’asse di inflessione e l’asse di sollecitazione, dato che essi sono reciprocamente sfasati dai suddetti di un angolo retto.

Di conseguenza i centri di sollecitazione, ovvero i punti di applicazione dello sforzo normale esterno, sono tutti disposti su di una retta, anch’essa ortogonale all’asse neutro, che intercetta il baricentro della sezione.

Essendo l’analisi rivolta allo studio di sezioni rettangolari, ed avendo specificato che si sta trattando pressoflessione retta è più corretto parlare di “terzo medio” della sezione anziché “nocciolo centrale d’inerzia”. Questo chiarimento non modifica il significato geometrico del nocciolo centrale d’inerzia ma è solo un’esemplificazione di determinazione, in quanto tutti i centri di sollecitazione che ricadono nel terzo dell’altezza della sezione, a partire dal baricentro G della stessa (+H/6 e –H/6), sottopongono questa a tensione normale centrata; quindi si parlerà di piccola eccentricità quando il centro di sollecitazione è contenuto nel terzo medio della sezione.

L’asse neutro è sempre perpendicolare alla linea d’asse dell’elemento strutturale, per cui sarà sufficiente determinarne la posizione fissando un riferimento sulla sezione.

In quest’analisi si determinerà la sua variazione lungo la direzione “y” a partire dall’estradosso della sezione stessa.

Ecco questo primo campo che si sta analizzando, descrive lo stato della sollecitazione interna al variare dello sforzo esterno di trazione.

Nel caso di sforzo di trazione centrata si ha il caso limite del campo 1 in cui l’asse neutro è infinitamente distante dall’estradosso della sezione (Fig. 1.3), mentre nella situazione di trazione con piccola eccentricità si ha la seconda situazione limite in cui l’asse neutro coincide con l’estradosso, quindi per com’è stato preso il riferimento, si dirà che l'asse neutro si trova sulla posizione zero.



(Fig.1.3) situazione limite iniziale del campo di rottura 1



(Fig. 1.4) sezione parzializzata

Inoltre lo studio che si sta eseguendo è riferito alle sezioni con armatura simmetrica, per cui ai casi in cui si hanno gli stessi quantitativi di acciaio in zona tesa ed in zona compressa, in termini di superficie complessiva [mm²]; caso frequente nella progettazione dei pilastri.

Nella (Fig. 1.4) è riportata una generica sezione, si definiscono le dimensioni:

* h’ è lo spessore tra il bordo della sezione e l’asse longitudinale del tondo di armatura, questo spessore è chiamato anche copriferro teorico e demarca la differenza dal copriferro reale in quanto quest’ultimo è la porzione di calcestruzzo che va dal lembo esterno all’intradosso dell’acciaio di armatura, ed è la quantità reale che assicura la protezione dell’armatura dagli agenti corrosivi e permette la corretta trasmissione delle tensioni tangenziali permettendo così la coazione tra acciaio-calcestruzzo.
* h’’ è la distanza che intercorre tra l’armatura superiore e l’armatura inferiore.
* d è l’altezza utile della sezione, pari alla somma di h’ ed h’’,
* H è l’altezza effettiva della sezione.

In ogni campo di rottura l’asse neutro è calcolato tramite semplici proporzioni, quindi per definire una relazione generale che ci permetta di definirlo in tutto l’intervallo occorre riferirsi ad un caso generico.

Si guardi il caso in cui l’asse neutro si trova su di una posizione qualsiasi all’interno del campo di rottura 1 (Fig. 1.5).



(Fig. 1.5) campo di rottura 1

Dall’uguaglianza si ricavano le deformazioni:

Si ricorda che in questo campo la deformazione si tiene fissa al valore di snervamento mentre si valutano gli effetti sulle altre grandezze .

Naturalmente la deformazione positiva dovuta al calcestruzzo non è considerata in quanto a causa della parzializzazione il calcestruzzo teso non offre contributo resistente.

Il valore di ovviamente dipende dal tipo di acciaio impiegato, se si utilizza mentre se si utilizza , le nuove norme tecniche del 2008 impongono l’utilizzo di in zona sismica appunto per l’elevato valore di deformazione allo snervamento.

Da questa si ricava la legge di variazione dell’asse neutro:

Formalmente questa offre valori positivi, ma per come si sta considerando il riferimento, bisogna attribuire un valore negativo a tutte le posizioni y che si ricavano da questa relazione.

Si osserva che la posizione y tende a valore infinito ( quando la deformazione uguaglia la deformazione, di calcolo, allo snervamento dell’acciaio:; questa rappresenta la prima situazione limite.

Risolvendo per y=0 si ottiene il secondo valore limite di nel campo di rottura 1

Il valore è positivo per cui l’armatura lavora a trazione.

A questo punto si possono valutare le risultanti delle forze interne dovute all’acciaio teso, riferendoci ad una generica posizione dell’asse neutro.

Si chiamerà:

* la risultante delle forze dovuta all’armatura superiore
* la risultante delle forze dovuta all’armatura inferiore

Dove è il modulo elastico dell’acciaio e vale circa 200000 MPa, naturalmente avendo assunto un legame costitutivo con ramo perfettamente platico superato il valore di sarà restituito un valore di tensione pari a , definita in base al tipo di acciaio.

L’equilibrio alla traslazione della sezione pressoinflessa impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della sezione pressoinflessa impone:

Si osserva che le due armature rimangono in campo plastico per la quasi totalità del campo, quindi le due forze creano un sistema autoequilibrato con momento resistente nullo.

Spazzando idealmente le infinite posizioni dell’asse neutro che interessano il campo di rottura 1, si ottengono le coppie di valori ; quindi si riesce a tracciare il primo tratto del dominio.

Quando l’asse neutro si troverà a distanza infinita dall’estradosso della sezione, si otterrà sul diagramma N-M un valore massimo dello sforzo normale. Per convenzione di rappresentazione si attribuirà ai valori di trazione segno negativo.

**CAMPO DI ROTTURA 2**

“Flessione semplice o composta senza raggiungimento della rottura per compressione del calcestruzzo ”

Per spazzare le infinite posizioni di asse neutro per questo campo di rottura, si parte sempre dalla condizione di deformazione allo snervamento per l’acciaio in “zona tesa”, per cui si tiene fisso .

Si guardi il caso in cui l’asse neutro si trovi su di una posizione qualsiasi all’interno del campo di rottura 2 (Fig. 1.6).



(Fig. 1.6) Campo di rottura 2

Si osserva nella figura che il diagramma delle tensioni del calcestruzzo compresso è formalmente analogo alla curva del legame costitutivo.

Il comportamento plastico del calcestruzzo è stato introdotto per studiare il comportamento allo stato limite ultimo nelle sezioni e certamente fornisce un andamento tensio-deformativo che maggiormente rispecchia la realtà.

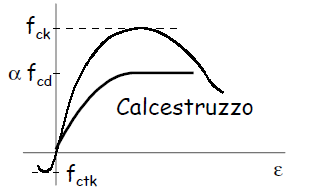
Infatti, le non linearità meccaniche del conglomerato cementizio armato sono legate ai legami costitutivi non lineari dei materiali che lo compongono, cioè l’acciaio e il calcestruzzo, e alle tensioni tangenziali che s’istaurano sulla superficie cilindrica che circonda le barre, necessaria per assicurare la collaborazione tra i due materiali.

Il calcestruzzo è un materiale non omogeneo composto dalla pasta di cemento e dagli inerti. Il materiale presenta un comportamento non lineare anche per stati di sollecitazione di compressione pura.

Questa non linearità è causata dalla microfessurazione interna che si genera in conseguenza di una concentrazione delle sollecitazioni all’interfaccia tra la pasta cementizia e l’inerte.

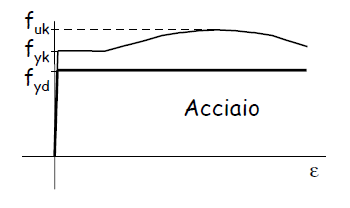
La curva che rappresenta nel piano tensione-deformazione il comportamento di un elemento in calcestruzzo sottoposto ad una prova mono-assiale di compressione, presenta un ramo crescente fino al valore della resistenza , cui corrisponde la deformazione , e un ramo decrescente fino alla deformazione ultima indicata con . Il legame, che può essere considerato non lineare già per stati di sollecitazione prossimi al 30% della tensione di picco, risulta influenzato sia dalla composizione del calcestruzzo (rapporto acqua/cemento, diametro degli inerti, et.) che dalla presenza di armatura di contenimento, quest’ultima in grado di aumentare resistenza e duttilità, in termini di deformazione ultima, rispetto al caso di elemento non confinato.

Si osserva in figura il legame costituivo normativo in paragone al legame costituivo sperimentale, ottenuto sulla base di prove di laboratorio (Fig. 1.7)



(Fig. 1.7) confronto tra il legame costitutivo parabola-rettangolo ed il legame costitutivo sperimentale.

Lo stesso paragone può essere fatto per l’acciaio si guardi la figura (Fig. 8)



(Fig. 1.8) Confronto tra il legame costitutivo elasto-plastico ed il legame costitutivo sperimentale.

Avendo giustificato le ipotesi fatte sui legami costitutivi, si continua la trattazione del collasso dell’elemento strutturale quando la posizione dell’asse neutro ricade all’interno di quella zona detta secondo campo di rottura.

Operando sempre tramite proporzioni si definiscono le leggi di variazioni delle deformazioni.

Innanzitutto è necessario definire la posizione limite dell’asse neutro che demarca il passaggio dal campo 2 al campo 3, nel caso precedente non è stato necessario in quanto le due situazioni limite erano note e visibili graficamente fin dal principio.

Questo è il valore limite dal riferimento considerato.

Se ci si riferisce ad una generica posizione y si ottengono gli altri valori di deformazione e la legge di variazione dell’asse neutro in funzione di variabile nell’intervallo [0; -3,5].

Definita la legge di variazione dell’asse neutro, si può calcolare la deformazione dell’acciaio in “zona compressa” in funzione di “y”.

In particolare si osserva che si comporterà a trazione fino ad determinato valore di y, si annullerà e cambierà verso comportandosi a compressione fino al valore , valore che delimita il campo di rottura 2.

Si osserva inoltre che si annullerà quando , ovvero quando la posizione dell’asse neutro coinciderà con l’altezza del copriferro teorico. Tutto questo è in accordo con il significato fisico di asse neutro, ovvero il luogo geometrico dei punti di una sezione generica in cui le tensioni normali sono nulle.

A questo punto si possono valutare le risultanti delle forze interne dovute all’acciaio teso ed al calcestruzzo compresso

In questo caso si chiamerà:

* la risultante delle forze dovuta alla porzione di calcestruzzo compresso

è un coefficiente che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata. Tale coefficiente in genere è minore dell’unità in quanto vi è differenza di modalità di rottura in laboratorio e nelle strutture reali; pertanto si assume pari a 0,85. In casi di azioni eccezionali la NTC del 2008 suggerisce di assumere il valore unitario. Comunque nel caso di azioni sismiche prevede cautelativamente l’utilizzo di .

L’equilibrio alla traslazione della sezione pressoinflessa impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della sezione pressoinflessa impone:

Nel campo di rottura in esame la difficoltà risiede nel fatto che il diagramma delle tensioni a parabola-rettangolo non è totalmente sviluppato. Quindi bisogna definire punto per punto il punto di applicazione della forza ed allo stesso modo bisogna definire punto per punto il coefficiente di riempimento del diagramma, che tiene conto dell’area sottesa dal diagramma delle tensioni.

Sarà diverso nella trattazione del campo di rottura 3, poiché considerando la situazione di calcestruzzo compresso alla deformazione ultima e acciaio non ancora alla deformazione di snervamento si avrà sempre un diagramma delle tensioni del tutto sviluppato.

In particolare si osserva che il coefficiente tiene conto dell’effettiva area della parabola-rettangolo, mentre il coefficiente tiene conto dell’effettiva posizione del baricentro nel diagramma, punto di applicazione della forza.

Quindi:

* : influenza l’equilibrio alla traslazione e l’equilibrio alla rotazione
* : influenza l’equilibrio alla rotazione

Per definire i coefficienti bisogna ripartire dal legame costitutivo parabola-rettangolo e lo si deve studiare analiticamente.

Questa è l’equazione che descrive il tratto parabolico, ottenibile consultando l’Eurocodice 2.

Il tratto costante è semplicemente

CALCOLO DEL COEFFICIENTE

Si deve innanzitutto calcolare l’area del tratto parabolico tramite integrazione

Questa è l’area del tratto parabolico calcolata tra l’origine ed un qualsiasi valore .

Quando si è attinto il valore s’incrementa la porzione costante:

Il coefficiente di riempimento si ottiene eseguendo il rapporto punto per punto:

Dove preso positivo

CALCOLO DEL COEFFICIENTE

Si deve definire il baricentro della figura, in particolare occorre definire la coordinata sull’asse delle ascisse, cioè l’asse .

Per fare questo è necessario calcolare il momento statico nella direzione dell’asse delle ordinate. S’indicherà con .

Si compie il calcolo dapprima per il tratto parabolico

Siccome è nota l’equazione della parabola, si riscrive il tutto in funzione di

Questa è la legge di variazione del momento statico per .

Quando si è attinto il valore si può sommare al momento statico del tratto parabolico quello del tratto rettangolare:

Ottenendo

La coordinata del baricentro si ottiene dal rapporto:

Si osserva che il diagramma delle tensioni si genera dalla posizione dell’asse neutro ed evolve verso l’alto.

Nel campo di rottura in esame il diagramma cresce a partire dalla posizione zero e si completa quando il lembo superiore raggiunge il valore di deformazione ultima . Per questo idealmente l’origine del diagramma è sempre situata sulla posizione dell’asse neutro ed il diagramma stesso ha sempre estensione pari ad y.

Il valore che si è ricavato sopra deve essere rapportato all’estensione del diagramma delle tensioni, ovvero bisogna scalarlo rispetto alla lunghezza y. Se si indica con la coordinata del baricentro di tale diagramma si ottiene:

Per rendere il rapporto adimensionale si scrive:

Infine il coefficiente si ottiene riferendosi alla coordinata zero dell’asse neutro:

Definendo punto per punto si ottengono i valori dei due coefficienti, in particolare quando si ottengono i seguenti valori:

Definiti i coefficienti per ogni valore di deformazione, si può calcolare la forza risultante dovuta al calcestruzzo compresso ; quindi si possono definire . Si osserva che il rapporto rappresenta il braccio della forza rispetto al baricentro e si indica con il nome di “eccentricità”.

Si osserva che l’eccentricità va via via crescendo man mano che l’asse neutro penetri nella sezione, quindi tale aumento implica che i centri di sollecitazione si allontanano sempre più dal baricentro e si accingono ad uscire al di fuori del terzo medio.

In conclusione spazzando idealmente le infinite posizioni dell’asse neutro che interessano il campo di rottura 2, si ottengono le coppie di valori . Quindi si riesce a tracciare il secondo tratto del dominio.

**CAMPO DI ROTTURA 3**

“Flessione semplice o composta: le resistenze del conglomerato e dell’acciaio sono sfruttate al massimo”

Per spazzare le infinite posizioni di asse neutro per questo campo di rottura, si parte sempre dalla condizione di deformazione ultima per il calcestruzzo compresso .

Mentre per il calcolo si fa variare

Si guardi il caso in cui l’asse neutro si trovi su di una posizione qualsiasi all’interno del campo di rottura 3 (Fig. 1.9).



(Fig. 1.9) Campo di rottura 3

In questo caso l’asse neutro parte da calcolato in precedenza e si arresta al valore limite del campo 3 che si indicherà con .

Il passaggio dal campo di rottura 3 al campo di rottura 4 si ha in corrispondenza del raggiungimento della deformazione , corrispondente all’inizio dello snervamento dell’acciaio.

Operando la solita proporzione si ottiene:

Se ci si riferisce ad una generica posizione y si ottengono gli altri valori di deformazione e la legge di variazione dell’asse neutro in funzione di che per quanto detto deve variare nell’intervallo [ 10 ; 1,87 ].

Definita la legge di variazione dell’asse neutro, si può calcolare la deformazione dell’acciaio in “zona compressa” in funzione di “y”.

A questo punto si possono valutare le risultanti delle forze interne dovute all’acciaio teso ed al calcestruzzo compresso:

L’equilibrio alla traslazione della sezione pressoinflessa impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della sezione pressoinflessa impone:

Su tutto il campo il diagramma a parabola-rettangolo è completamente sviluppato, questo perché si è fissato il valore di e si spazzano i valori ; quindi i coefficienti e sono costanti e valgono:

Come preannunciato in precedenza.

Concludendo definite idealmente le infinite posizioni dell’asse neutro che interessano il campo di rottura 3, si ottengono le coppie di valori . Quindi si riesce a tracciare il terzo tratto del dominio, che ha la caratteristiche di contenere al suo interno il valore massimo di momento resistente che interessa la sezione.

**CAMPO DI ROTTURA 4**

“Flessione composta con tensione nell’acciaio minore di quella di snervamento”

Analiticamente si procede come nel campo di rottura 3.

Si valuti il caso in cui l’asse neutro si trovi su di una posizione qualsiasi all’interno del campo di rottura 4 (Fig. 1.10).



(Fig. 1.10) Campo di rottura 4

In questo caso la posizione limite dell’asse neutro è:

Allo stesso modo l’equilibrio:

L’equilibrio alla traslazione della sezione pressoinflessa impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della sezione pressoinflessa impone:

Quindi definite le infinite posizioni interne al campo si definiscono le coppie di valori e si definisce il quarto tratto del dominio di interazione. Si osserva che quando l’armatura inferiore non subisce deformazione, infatti il prossimo campo di rottura sarà caratterizzato dalla compressione di ambedue le armature.

**CAMPO DI ROTTURA 4a**

“Flessione composta: l’armatura inferiore comincia ad essere compressa”

Anche in questo caso si procede analiticamente come nei casi precedenti, infatti se ci si riferisce ad una generica situazione interna al campo si ridefiniscono le solite grandezze di interesse (Fig. 1.11)



(Fig. 1.11) Campo di rottura 4a

In questo caso la posizione limite dell’asse neutro è:

Effettuando la proporzione si ottiene:

Essendo una relazione lineare la legge di variazione dell’asse neutro è sempre la medesima, bisogna calcolare il valore limite di attinto quando la sezione è tagliata sul valore .

La variabile per descrivere il campo di rottura 4a deve spazzare l’intervallo [ 0 ; ].

Perciò la posizione dell’asse neutro e la deformazione dell’acciaio in zona tesa si definisco dalla seguenti relazioni:

Si valuti l’equilibrio della sezione pressoinflessa;

L’equilibrio alla traslazione impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro impone:

Quindi definite le infinite posizioni interne al campo si definiscono le coppie di valori e si definisce il quinto tratto del dominio di interazione, in particolare si verifica che il momento resistente diminuisce mentre lo sforzo normale resistente aumenta sempre più; mentre l’eccentricità diminuisce più velocemente in quanto il suo numeratore si riduce ed il suo denominatore aumenta.

Si osserva inoltre che ambedue le armature ora sono compresse quindi la quasi totalità della sezione è soggetta a compressione, infatti all’inizio del campo di rottura il copriferro inferiore è sollecitato a trazione e l’armatura in inferiore è scarica; alla fine del campo tutta la sezione ed entrambe le armature sono sollecitate a compressione. L’unica differenza è che l’armatura superiore è più compressa di quella inferiore; si osserverà come nel prossimo campo di rottura come la compressione si livellerà sulla sezione fino ad ottenere un sforzo normale centrato.

**CAMPO DI ROTTURA 5**

“compressione con piccola eccentricità”

Nel caso di sezione tutta compressa lo stato limite ultimo del calcestruzzo è costituito dal raggiungimento di .

In questo caso il calcestruzzo compresso si porta da a . Tutto questo avviene facendo ruotare il diagramma delle deformazioni attorno ad un punto “A”; per cui questo punto si trova alla deformazione .

Se ci si riferisce ad una generica situazione interna al campo di rottura si ottengono le grandezze di interesse (Fig. 1.12)



(Fig. 1.12) Campo di rottura 5

Occorre calcolare la distanza del punto A dall’intradosso della trave, indicandolo con si calcola:

Nel caso generico occorre definire puntualmente la distanza tra il punto A e la posizione dell’asse neutro, verrà indicata semplicemente con x.

Facendo variare nell’intervallo [ -3,5 ; -2 ], si definiscono le grandezze di interesse.

Per ricavare la legge di variazione dell’asse neutro si risolve il seguente sistema lineare.

Si ricava

Si osserva che la relazione che descrive la posizione dell’asse neutro dipende dalla sola variabile , mentre tutte le altre grandezze sono note.

Si valuti l’equilibrio della sezione

L’equilibrio alla traslazione impone:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro impone

Per descrivere la variazione del diagramma delle tensioni occorre definire punto per punto il valore dei coefficienti e .

Si ricorda che nel campo di rottura 2

Nei campi 3,4 e 4a

Si verificherà che i coefficienti in questione nel seguente campo valgono

Quando il legame sarà solo rettangolare i coefficiente varranno:

Si osservi la figura (Fig. 1.13)



(Fig. 1.13) Campo di rottura 5 allo stadio finale

Per definire il coefficiente per ogni posizione si deve procedere valutando l’area del legame costitutivo a parabola rettangolo; in particolare si deve sottrarre al legame tutto sviluppato la porzione di parabola che esce fuori dagli estremi della sezione ed aggiungere una porzione di rettangolo.

Così facendo si descriverà il diagramma delle tensioni parziale che si va via via formando.

CALCOLO DEL COEFFICIENTE

varia nell’intervallo [ 0 ; 2 ]

Il coefficiente di riempimento si ottiene eseguendo il rapporto punto per punto:

Dove preso positivo

CALCOLO DEL COEFFICIENTE

varia nell’intervallo [ 0 ; 2 ]

La coordinata del baricentro si ottiene dal rapporto:

Effettuando la proporzione

Per rendere il rapporto adimensionale si scrive:

Infine il coefficiente si ottiene riferendosi alla coordinata zero dell’asse neutro:

1. *DOMINI DI INTERAZIONE: relativi a due sezioni esistenti.*

Gli elementi strutturali che si intendono analizzare, sono caratterizzati da un calcestruzzo con resistenza media pari a 15 . Tutta l’analisi verrà condotta dividendo tale valore di resistenza per un fattore, detto appunto fattore di confidenza, FC, pari a 1,35.

ANALISI DELLA SEZIONE 1



Visualizzazione del dominio di interazione adimensionalizzato relativo alla sezione quadrata (Fig. 2.1).

(Fig. 2.1) Dominio di interazione adimensionalizzato della sezione quadrata.

In ascisse è riportato lo sforzo normale adimensionalizzato, , mentre in ordinate vi è

Il momento flettente adimensionalizzato, .

I tratti colorati identificano i vari campi di rottura che caratterizzano la sezione:

* Campo 1: verde;
* Campo 2: rosso;
* Campo 3,4,4a : blu;
* Campo 5: arancio.

Convenzionalmente gli sforzi di trazione sul diagramma sono negativi, questo giustifica il fatto che la quasi totalità di esso è situato sul primo e quarto quadrante.

Siccome l’armatura è simmetrica è stato sufficiente ribaltare il diagramma attorno all’asse x per ottenere la porzione inferiore, riuscendo così ad ottenere una frontiera chiusa luogo dei punti ammissibili per la sezione in esame.

Per rendersi conto maggiormente delle sollecitazioni in gioco è più opportuno valutare un diagramma che non si riferisca alle grandezze adimensionalizzate,

in cui in ascisse vi sia la forza normale resistente , ed in ordinate il momento flettente resistente (Fig. 2.2).

(Fig. 2.2) Dominio di interazione della sezione quadrata.

Inoltre è stato diagrammato l’andamento del rapporto , (eccentricità diviso altezza utile della sezione) in funzione dello sforzo normale adimensionalizzato,

Da questa si evince che man mano che la forza normale aumenti, l’eccentricità diminuisce, annullandosi quando lo sforzo è massimo.

Sull’origine degli assi vi è un asintoto verticale in cui l’eccentricità tende a valore infinito, questo evidenzia la condizione in cui la sezione è sollecitata a flessione semplice (Fig. 2.3).

(Fig. 2.3) andamento dell’eccentricità in funzione dello sforzo normale.

Inoltre è interessante valutare il confronto tra il dominio calcolato in modo rigoroso, appena visto ed il dominio di interazione calcolato in modo semplificato.

Il dominio semplificato si ricava utilizzando il legame costitutivo rigido-plastico, detto “stress block”, calcolando l’equilibrio alla traslazione e l’equilibrio alla rotazione in cinque situazioni di particolare interesse:

* Trazione centrata

;

* Flessione semplice

;

* Massimo momento flettente

;

* Flessione semplice

;

Si osserva in figura (Fig. 2.4)

(Fig. 2.4) dominio di interazione rigoroso in nero e dominio di interazione semplificato in rosso.

Si osserva che la curva limite calcolata in modo semplificato lavora a vantaggio di sicurezza ed approssima in modo eccellente il reale andamento del dominio di interazione, per cui rimane uno strumento veloce ed efficace per valutare le sezioni pressoinflesse.

ANALISI DELLA SEZIONE 2



Visualizzazione del dominio di interazione adimensionalizzato relativo alla sezione rettangolare (Fig. 2.5).

(Fig. 2.5) Dominio di interazione adimensionalizzato della sezione rettangolare.

In ascisse è riportato lo sforzo normale adimensionalizzato, , mentre in ordinate vi è

Il momento flettente adimensionalizzato, .

I tratti colorati identificano i vari campi di rottura che caratterizzano la sezione:

* Campo 1: verde;
* Campo 2: rosso;
* Campo 3,4,4a : blu;
* Campo 5: arancio.

Convenzionalmente gli sforzi di trazione sul diagramma sono negativi, questo giustifica il fatto che la quasi totalità di esso è situato sul primo e quarto quadrante.

Come nel caso precedente per meglio inquadrare le sollecitazioni in gioco è più opportuno valutare un diagramma che non si riferisca alle grandezze adimensionalizzate, in cui in ascisse vi sia la forza normale resistente , ed in ordinate il momento flettente resistente (Fig.2.6).

(Fig. 2.6) Dominio di interazione della sezione rettangolare.

Valutando il presente diagramma risulta immediato osservare quanto questo tipo di elemento strutturale sia più resistente dell’altro analizzato in precedenza. Tale risultato ovviamente dipende dalla sezione del pilastro e dal quantitativo di acciaio di armatura. Quindi questo non prescinde dal fatto che la struttura debba essere rinforzata, in quanto non soddisfi più i requisiti normativi richiesti dalle nuove NTC del 2008.

Si valuti allo stesso modo l’andamento del rapporto , (eccentricità diviso altezza utile della sezione) in funzione dello sforzo normale adimensionalizzato,

Da questa, come visto nel caso precedente, si evince che man mano che la forza normale aumenti, l’eccentricità diminuisce, annullandosi quando lo sforzo è massimo (Fig.2.7).

(Fig. 2.7) andamento dell’eccentricità in funzione dello sforzo normale.

Inoltre si valuti il paragone tra il dominio calcolato in modo rigoroso, appena visto ed il dominio di interazione calcolato in modo semplificato (Fig. 2.8).

(Fig. 2.8) dominio di interazione rigoroso in nero e dominio di interazione semplificato in rosso.

**COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA MOMENTO-CURVATURA**

La sopravvivenza delle strutture in cemento armato sottoposte ad azioni eccezionali non può essere affidata alla sola resistenza, per problemi di costi, si deve invece prevedere la fuoriuscita della struttura dal campo elastico con deformazioni plastiche anche rilevanti, senza tuttavia che essa pervenga al collasso.

E' necessario pertanto che le strutture posseggano una adeguata duttilità.

A livello del materiale, la duttilità si valuta sui legami costitutivi. Infatti assegnato un certo stato tensionale nel punto, l'area al di sotto del diagramma σ-ε rappresenta l'energia per unità di volume che il materiale ha immagazzinato .

Allo scarico da tale punto solo una parte dell'energia viene restituita, se venisse restituita tutta si tratterebbe di un materiale elastico, l'aliquota che non viene restituita è stata dissipata plasticamente ed è asservita a salvaguardare l'intera struttura senza pervenire al collasso; di conseguenza il materiale presenta deformazioni permanenti allo scarico.

In particolare la duttilità μ si definisce come il rapporto fra la deformazione ultima e la deformazione di snervamento, fornendo così un valore maggiore dell'unità.

**in riferimento all'acciaio B450c si ha:**

deformazione ultima

allungamento allo snervamento

per cui l'acciaio da carpenteria B450c ha una duttilità molto alta

**in riferimento all'acciaio Fe B44 k si ha:**

deformazione ultima

allungamento allo snervamento

per cui l'acciaio da carpenteria Fe B44 k è molto meno duttile dell’acciaio B450c.

Nel caso dei materiali fragili, la duttilità si valuta come il rapporto tra la deformazione ultima e la deformazione che segna l’ingresso nel campo plastico del materiale.

**in riferimento al calcestruzzo modello parabola-rettangolo:**

deformazione ultima

allungamento allo snervamento

Dunque l'acciaio è enormemente più duttile del calcestruzzo.

Se dal materiale si passa alla sezione il comportamento strutturale è definito dal diagramma momento-curvatura.

Ovvero ad ogni momento applicato M con sforzo normale nullo (flessione semplice) o sforzo normale costante (pressoflessione) corrisponde una curvatura 1/r della sezione; il grafico di tutte le coppie (M , 1/r) è definito come il diagramma momento-curvatura.

L'area al di sotto del diagramma momento-curvatura, fissato in certo punto della curva rappresenta l'energia per unità di lunghezza che l'elemento strutturale ha immagazzinato, si potrebbe dire che rappresenti l'energia della sezione. Se si volesse passare dall'energia immagazzinata nella sezione a quella dell'intero elemento si dovrebbe integrare il diagramma momento-curvatura sull'intera lunghezza dell'elemento. Tale integrazione definisce una rotazione che rappresenta la rotazione complessiva, in parte elastica ed in parte plastica, dell'elemento non lineare.

La valutazione di tali rotazioni, ed in particolare della parte plastica, è argomento di estrema importanza per le costruzioni in zona sismica.

Esistono diverse formulazioni che ne consentono la valutazione, dal punto di vista applicativo e normativo si utilizzano formulazioni semplificate che in genere si basano sulla definizione di ''lunghezza della cerniera plastica''.

La curvatura di una sezione inflessa o pressoinflessa è immediatamente riconducibile al diagramma delle deformazioni assiali. Infatti nella sola ipotesi della conservazione delle sezioni piane, considerando un concio elementare si ottiene quanto rappresentato in figura.

Infatti in figura (Fig. 3.3.1) le due facce opposte della sezione ruotano attorno al punto C e la distanza tra C e l'asse neutro è proprio il raggio di curvatura della sezione, ed il suo inverso è la curvatura della sezione.



(Fig. 3.3.1) Curvatura di una sezione pressoinflessa

Se si assume la lunghezza infinitesima del concio pari a 2, è lecito confondere deformazioni ed allungamenti.

Dalla similitudine dei triangoli che la sezione deformata crea si ottiene immediatamente che:

essendo per ipotesi si riscrive:

r si definisce anche retta delle deformazioni.

In pratica la curvatura della sezione viene a coincidere con l'inclinazione della deformazioni, ed il calcolo di tale retta si esegue come visto sopra e può essere eseguito caso per caso.

Per esempio in condizione ultime la crisi della sezione avverrà sicuramente a causa del raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo compresso, in quanto la capacità di deformazione nell'acciaio è molto elevata e pertanto può essere raggiunta prima di quella del calcestruzzo.

Si valuti la curvatura in particolari situazioni:

CONDIZIONE ULTIMA PER IL CALCESTRUZZO

Ipotizzando un valore di ragionevole per ricavare il valore della curvatura bisogna valutare l’equilibrio alla traslazione della sezione.

L’equilibrio alla traslazione impone:

Poiché si sta valutando la condizione ultima per il calcestruzzo si deve ipotizzare che ambedue le armature siano sollecitate allo stesso modo in modulo, ma in direzione opposte (ambedue in campo plastico). Quindi l’armatura superiore è compressa mentre quella inferiore è tesa (Fig. 3.3.2).



(Fig. 3.3.2) sezione nella condizione ultima per il calcestruzzo.

Quest’ ipotesi conduce a riscrivere:

Noto il valore di si può calcolare il valore della curvatura .

A questo punto occorre calcolare il momento relativo a questa posizione di asse neutro:

L’equilibrio alla rotazione attorno al baricentro della sezione pressoinflessa impone:

Si è ottenuta la coppia di valori

INIZIO DELLO SNERVAMENTO

Comunque per l'inizio di questa fase bisogna distinguere il caso delle sezioni inflesse da quelle pressoinflesse.

Nel caso degli elementi pressoinflessi, il gomito del diagramma momento-curvatura si ottiene con una migliore approssimazione se si considera il contemporaneo snervamento delle armature tese e compresse.

Osservando l’andamento delle deformazioni in figura, effettuando la proporzione si calcola la posizione dell’asse neutro, (Fig. 3.3.3).



(Fig. 3.3.3) sezione nella condizione di snervamento per l’acciaio.

Poiché si sta valutando la condizione in cui tutta la sezione è ancora in campo elastico, è lecito assumere quale valore del momento che causa lo snervamento dell’armatura . Questi valori sono molto prossimi, ed ai fini dell’analisi sulla duttilità è molto più importante valutare il valore della curvatura.

Si è ottenuta la coppia di valori

Si osserva che l'armatura compressa influisce poco sulla resistenza, mentre interviene molto sulla duttilità.

Comunque si osserva che:

I risultati di laboratorio di parecchi sperimentatori hanno permesso di definire un insieme di regole progettuali che permettono di conferire duttilità alle sezioni in c.a.; ne elenchiamo alcune:

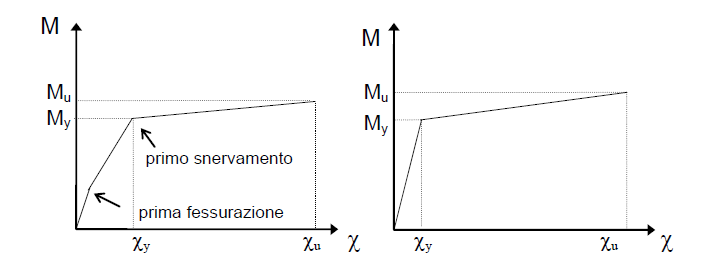
* per una sezione rettangolare, la duttilità aumenta al crescere della resistenza del calcestruzzo e diminuisce al crescere della tensione di snervamento dell’acciaio (e questo di solito non è correttamente valutato);
* per una sezione rettangolare diminuisce al crescere della percentuale di armatura tesa e aumenta al crescere della percentuale di armatura compressa;
* per una sezione a T aumenta al crescere dell’area delle ali;
* per una sezione rettangolare soggetta a sforzo normale costante diminuisce al crescere dello sforzo normale stesso;
* per una sezione inflessa aumenta se si infittiscono adeguatamente le staffe.

Per una sezione semplicemente inflessa, il diagramma momento – curvatura è lineare nel tratto iniziale e la relazione tra il momento M e la curvatura è data dalla classica equazione elastica dove EI è la rigidezza a flessione della sezione. Con l’incremento del momento, la fessurazione del conglomerato riduce la rigidezza flessionale e conseguentemente la pendenza del diagramma, fino allo snervamento dell’acciaio. Quando l’acciaio si snerva, si nota un elevato incremento di curvatura a momento flettente pressoché costante. In sezioni fortemente armate lo snervamento dell’acciaio è preceduto da elevate deformazioni anelastiche del calcestruzzo ed il cedimento è fragile, tranne nel caso in cui il nucleo non sia confinato da adeguata staffatura.

Per assicurare un comportamento duttile, vengono usate per le travi quantità di acciaio minori di quelle corrispondenti ad una “rottura bilanciata”, in cui la crisi è provocata contemporaneamente dallo schiacciamento del calcestruzzo e dallo snervamento dell’acciaio teso.

La relazione momento-curvatura in cui l’acciaio teso giunge a snervamento può essere idealizzata con una trilatera (Fig. 3.3.4 a).

È sufficientemente accurato idealizzare la curva con una bilatera (Fig. 3.3.4 b). Infatti, l’idealizzazione trilineare meglio rappresenta l’effettivo comportamento della sezione nel suo primo caricamento, ma, una volta che la fessurazione si è stabilizzata, la relazione è approssimativamente lineare fino all’inizio dello snervamento. Dunque, le relazioni bilineari sono idonee a rappresentare travi già fessurate.



(Fig. 3.3.4) Idealizzazioni della relazione momento-curvatura trilineare (a) e bilineare (b).

Il diagramma bilineare descrive eccellentemente la legge di variazione del momento in funzione della curvatura. Inoltre essendo costituito da due rette risulta immediato operare in modo semplificato per ottenere tale diagramma.

Infatti con l’ausilio di tre punti noti è possibile diagrammare la relazione momento-curvatura ottenendo così un diagramma seppur semplificato ma che descrive bene il reale comportamento della sezione.

I punti di interesse sono:

* l’origine degli assi;
* il gomito del diagramma, che corrisponde al contemporaneo snervamento delle armature tese e c compresse. Il punto è stato ricavato in precedenza è corrisponde a ;
* l’ultimo punto che corrisponde allo stato limite ultimo per il calcestruzzo, di coordinate .

La duttilità dell’elemento strutturale risulta:

Dunque gli strumenti progettuali per aumentare la duttilità flessionale dei pilastri sono:

* limitare lo sforzo normale adimensionale e ciò può attenersi solo aumentando le dimensioni del pilastro. In particolare, la NTC 2008 impone che sia per le strutture progettate in Classe di Duttilità “alta” e per le strutture progettate in Classe di Duttilità “bassa”;
* Conferire un adeguato grado di “confinamento” al calcestruzzo, aumentandone la capacità deformativa.

Per diagrammare le relazioni momento-curvatura, continuando l’analisi che si sta svolgendo, occorre valutare l’azione di confinamento dovuta alla sole staffe presenti nella sezione, in quanto le dimensioni del pilastro non possono essere modificate.

Quindi in una struttura esistente la valutazione della duttilità è basata sulla quantità di armatura trasversale e sul il valore dello sforzo normale adimensionale che sollecita l’elemento strutturale. In seguito verrà calcolata la duttilità negli elementi strutturali prima del confinamento con FRP, per cui legata alla sola quantità di armatura trasversale, e poi in seguito all’opera di confinamento.

***CONFINAMENTO DOVUTO ALL’ARMATURA TRASVERSALE ESISTENTE:***

*valutazione della duttilità negli elementi strutturali esistenti e visualizzazione del diagramma momento-curvatura.*

Si consideri che in assenza di confinamento e cioè imponendo risulta una duttilità degli elementi pressoinflessi molto limitata; per esempio se e l’acciaio è del tipo B450, la duttilità è pari solo a 2 e, cioè, sicuramente insufficiente per garantire un adeguata capacità deformativa in campo plastico. Dunque per ottenere duttilità più elevate si deve considerare l’effetto di confinamento offerto dalle staffe.

A tal proposito, una formula semplificata, per tener conto del confinamento è la seguente:

Essendo la percentuale volumetrica meccanica delle staffe ed il coefficiente di efficienza delle staffe, che a sua volta è i prodotto del coefficiente di efficienza nel piano della sezione e nel piano verticale .

La percentuale meccanica e volumetrica di staffe risulta:

In pratica il volume delle staffe confinati va preso in corrispondenza di una singola staffa; esso può essere valutato come il prodotto dell’area trasversale di una staffa, , moltiplicato il perimetro complessivo della staffa nella sezione, , legature comprese. Il volume del calcestruzzo confinato, riferito alla singola staffa, è pari all’area del nucleo confinato computato tra gli assi delle staffe, di dimensioni e , moltiplicato il passo delle staffe s;

Un’espressione consolidata attraverso cui è possibile valutare il coefficiente di efficienza, , è la seguente:

Dove:

Dove n è il numero totale di barre longitudinali vincolate lateralmente da staffe o legature, e è la distanza in orizzontale tra due barre vincolate consecutive.

Il coefficiente di efficienza sarebbe unitario se il calcestruzzo fosse confinato, a parità di volume complessivo di acciaio, da un cilindro a base circolare.

Infatti, nel piano trasversale la forma circolare garantirebbe un perfetto confinamento in tutti i punti della sezione trasversale, mentre la continuità verticale del cilindro garantirebbe un perfetto confinamento lungo la verticale.

Nella realtà il confinamento non è completo, in nessuna delle due direzioni. La presenza di staffe rettangolari concentra il confinamento solo negli spigoli, senza distribuirlo uniformemente su tutta la sezione, tale confinamento distribuisce progressivamente meglio se si inseriscono barre verticali ben vincolate mutuamente da legature. Ciò giustifica il tendere di a 1, all’aumentare di n.

La presenza delle staffe garantisce confinamento solo nelle sezioni in cui esse sono disposte, e un confinamento meno efficace nelle altre sezioni; si tende al confinamento verticale uniforme e dunque nel caso che il passo delle staffe s tenda a 0.

Per tener conto che il calcestruzzo confinato all’interno del nucleo confinato può pervenire a deformazioni maggiori di 3,5‰, si deve considerare che invece il copriferro non confinato collassa e si distacca dalla sezione. Pertanto nella seguente espressione si deve considerare che all’aumentare della sollecitazione si riduce la sezione e la resistenza e la duttilità, pertanto sono offerte unicamente dal nucleo confinato di calcestruzzo, che ha larghezza . Pertanto dall’equilibrio alla traslazione si ottiene:

Da cui si trae la posizione dell’asse neutro, mentre la curvatura ultima ed il momento ultimo si ricavano:

In cui la deformazione è stata valutata con la relazione vista ad inizio paragrafo:

Si è ottenuta la coppia di valori .

Per cui costruendo il diagramma momento-curvatura semplificato si può valutare la duttilità della sezione prima del rinforzo, in cui il confinamento è offerto solo dall’armatura trasversale esistente.

Si ricorda che i punti di interesse sono:

* l’origine degli assi;
* il gomito del diagramma, che corrisponde al contemporaneo snervamento delle armature tese e c compresse. Il punto è stato ricavato in precedenza è corrisponde a ;
* l’ultimo punto che corrisponde allo stato limite ultimo per il calcestruzzo, di coordinate .

La duttilità dell’elemento strutturale risulta:

ANALISI DELLA SEZIONE 1



L’analisi condotta sulla sezione quadrata ha fornito i seguenti risultati:

In quanto:

* si è assunto quale valore dello sforzo normale ;
* ;
* il calcestruzzo confinato dalla staffa ha le seguenti dimensioni:

* L’armatura trasversale fornisce i seguenti risultati:



* Il coefficiente di efficienza offre il seguente risultato:



È utile visualizzare anche il diagramma momento-curvatura in figura (Fig. 3.4.1).

(Fig. 3.4.1) Andamento del momento in funzione della curvatura relativa alla sezione 1.

Naturalmente la sezione considerata presenta una duttilità molto bassa e si verificherà nei capitoli seguenti come il confinamento offerto da FRP conferirà all’elemento strutturale un incremento notevole di duttilità.

La duttilità è una caratteristica fondamentale per le costruzioni in zona sismica.

ANALISI DELLA SEZIONE 2



L’analisi condotta sulla sezione rettangolare ha fornito i seguenti risultati:

In quanto:

* si è assunto quale valore dello sforzo adimensionale
* il calcestruzzo confinato dalla staffa ha le seguenti dimensioni:
* L’armatura trasversale fornisce i seguenti risultati:



* Il coefficiente di efficienza offre il seguente risultato:



È utile visualizzare anche il diagramma momento-curvatura in figura (Fig. 3.4.2).

(Fig. 3.4.2) Andamento del momento in funzione della curvatura relativa alla sezione 2.

Anche in questo caso la duttilità è estremamente bassa e sicuramente sarà insufficiente per garantire un adeguata capacità deformativa in campo plastico all’intera struttura in zona sismica, quindi come nel caso precedente l’effetto del confinamento dovuto alle sole staffe è insufficiente.

Gli sforzi sollecitanti in entrambe le sezioni analizzate sono stati scelti ipotizzando quale potesse essere la sollecitazione in condizione di esercizio.

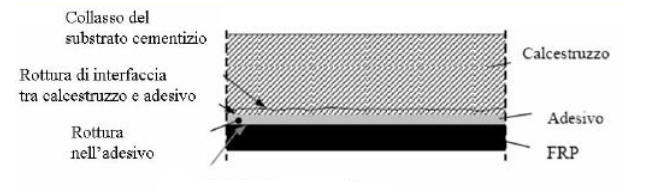
**CAPITOLO 4**

*Valutazione della resistenza e della duttilità dopo l’applicazione del rinforzo.*

* 1. *VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA NEI CONFRONTI DEL DISTACCO DAL SUPPORTO.*

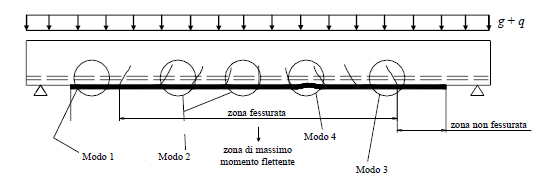
Negli interventi di rinforzo di elementi di calcestruzzo mediante lamine o tessuti di materiale FRP il ruolo dell’aderenza tra calcestruzzo e composito assume grande importanza in quanto il meccanismo di rottura per distacco dal supporto è di tipo fragile. Nello spirito del criterio di gerarchia delle resistenze tale meccanismo di crisi non deve precedere il collasso per flessione o per taglio dell’elemento rinforzato.

La perdita di aderenza tra composito e calcestruzzo può riguardare sia il sistema di rinforzo applicato all’intradosso di travi di c.a., nel caso dei rinforzo a flessione, che quello applicato sulle facce laterali (usualmente tessuti), nel caso di rinforzo a taglio. In linea di principio (Fig. 4.1.1) il distacco del composito dal supporto può prodursi all’interno dell’adesivo, tra calcestruzzo ed adesivo, nel calcestruzzo o all’interno del rinforzo (ad esempio tra strati sovrapposti di composito). Nel caso di rinforzi posti correttamente in opera, poiché la resistenza a taglio dell’adesivo è in genere molto più elevata di quella del calcestruzzo, la rottura si produce all’interno di quest’ultimo con asportazione di uno strato di materiale di spessore variabile da pochi millimetri fino ad interessare l’intero copriferro.



(Fig. 4.1.1) Perdita di aderenza tra rinforzo e calcestruzzo.

Il collasso per distacco dal supporto del rinforzo a flessione applicato all’intradosso di una trave può avvenire in uno dei seguenti quattro modi, rappresentati schematicamente nella Figura (Fig. 4.1.2).



(Fig. 4.1.2) Trave rinforzata a flessione con lamine di FRP: modi di rottura per distacco dal supporto.

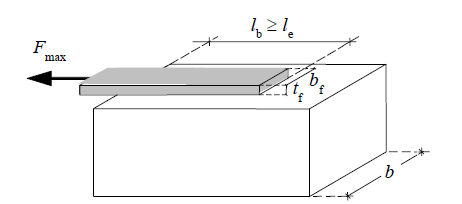
* + - * Modo 1 (Distacco di estremità) (Fig. 4.1.4);
      * Modo 2 (Distacco intermedio, causato da fessure per flessione nella trave);
      * Modo 3 (Distacco causato da fessure diagonali da taglio nella trave);
      * Modo 4 (Distacco causato da irregolarità e rugosità della superficie di calcestruzzo).

In quanto più frequenti, nel prosieguo si farà riferimento esclusivamente ai modi 1 e 2.

La verifica di sicurezza nei confronti della crisi per distacco dal supporto richiede la valutazione della massima forza trasmissibile dal calcestruzzo al rinforzo, nonché la stima delle tensioni, sia tangenziali che normali, mobilitate all’interfaccia calcestruzzo-FRP. Con riferimento ad una tipica prova di aderenza, come quella rappresentata schematicamente in Figura (Fig. 4.1.3), il valore ultimo della forza sopportabile dal rinforzo di FRP, prima che subentri il distacco dal supporto, dipende, a parità di tutte le altre condizioni, dalla lunghezza,, della zona incollata.

Tale valore cresce con,, fino ad attingere un massimo corrispondente ad una ben definita lunghezza,, ulteriori allungamenti della zona di incollaggio non comportano incrementi della forza trasmessa.

La lunghezza, , viene definita lunghezza ottimale di ancoraggio. Essa corrisponde alla lunghezza minima di ancoraggio che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.



(Fig. 4.1.3) Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto, , può essere stimata mediante la seguente formula:

Dove:

e sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato e è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo costituente il supporto.

**Resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità (modalità 1)**

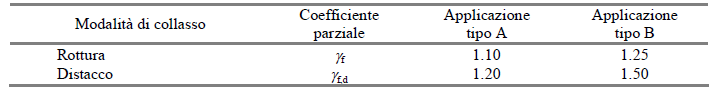
****

(Fig. 4.1.4) peeling o delaminazione di estremità.

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di calcestruzzo e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto del rinforzo, , ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio, una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dal calcestruzzo al rinforzo di FRP, vale:

I simboli in essa introdotti hanno il significato di seguito specificato:

* è il valore della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
* è il valore medio della resistenza a trazione;
* è un coefficiente correttivo di tipo geometrico il cui valore è funzione della larghezza della trave rinforzata, , e di quella del rinforzo, ;
* è il coefficiente parziale del calcestruzzo.
* è un coefficiente valutato nella seguente tabella (Tab.4.1.1).



(Tab.4.1.1) coefficienti parziali del materiale.

sempre che (per si adotta il valore di corrispondente a ).

La relazione può essere utilizzata per le verifiche di delaminazione:

* + - * nel caso di rinforzi a flessione;
      * nel caso di rinforzi a taglio.

Nel caso di lunghezze di ancoraggio, , minori di quella ottimale, le, la tensione di progetto deve essere opportunamente ridotta in accordo con la relazione:

Quando si faccia ricorso a particolari dispositivi di ancoraggio (barre trasversali di composito, fasciatura dell’estremità mediante tessuti, ecc.), la forza massima di ancoraggio deve essere valutata mediante apposite indagini sperimentali.

**Resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia (modalità 2)**

Allo scopo di prevenire il meccanismo di delaminazione secondo la modalità 2, si può verificare che la variazione di tensione nel rinforzo di FRP tra due fessure consecutive non superi un opportuno valore limite. Quest’ultimo dipende, in generale, dalle caratteristiche del legame di aderenza, dalla distanza tra le fessure e dal livello di tensione nel rinforzo.

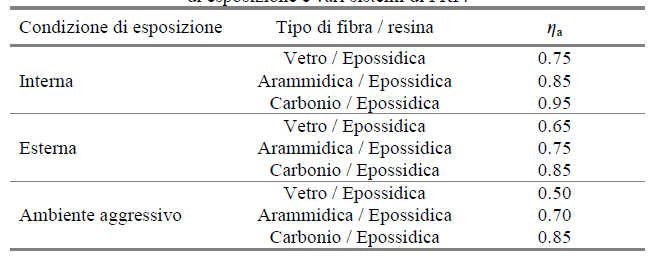
In alternativa, è possibile ricorrere ad una procedura semplificata consistente nel verificare che allo SLU la tensione nel composito fibrorinforzato non ecceda un valore massimo, , fornito dalla seguente relazione:

nella quale, in mancanza di dati specifici, il coefficiente può essere assunto pari a 3.0.

Il corrispondente valore della deformazione di progetto del composito fibrorinforzato, , vale:

Inoltre:

dove è la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo, (Tab.4.1.1) e (Tab.4.1.2), sono rispettivamente il coefficiente del materiale e il fattore di conversione ambientale, è la deformazione massima per delaminazione intermedia (generalmente il valore minimo nella relazione corrisponde ad ).



(Tab.4.1.2) fattore di conversione ambientale.

* 1. *CONFINAMENTO DI SEZIONI RETTANGOLARI.*

Un adeguato confinamento degli elementi di c.a. può determinare un miglioramento delle prestazioni dell’elemento strutturale. In particolare, esso consente di incrementare:

* la resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima, per elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
  + - * la duttilità e, congiuntamente all’impiego di rinforzi longitudinali, la resistenza ultima per membrature pressoinflesse.

Il confinamento di elementi di c.a. può essere realizzato con tessuti o lamine di FRP disposti sul contorno in modo da costituire una fasciatura esterna continua (ricoprimento) o discontinua (cerchiatura).

L’incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima del calcestruzzo confinato con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata. Quest’ultima è funzione della rigidezza del sistema e della forma della sezione trasversale dell’elemento da confinare.

Per la ridistribuzione dei carichi verticali non è consentito fare affidamento sulla duttilità di elementi soggetti a sforzo normale centrato o con piccola eccentricità.

Un sistema confinante a base di FRP (elastico fino a rottura), a differenza di un sistema di acciaio (elasto-plastico), esercita una pressione laterale sempre crescente, in senso stretto, all’aumentare della dilatazione trasversale dell’elemento confinato.

Il confinamento di un elemento di c.a. con FRP si rende necessario quando occorra incrementare la sua resistenza in condizioni di compressione centrata o in presenza di piccola eccentricità.

Per ottenere un efficace confinamento è buona norma disporre le fibre in direzione perpendicolare all’asse dell’elemento. Nel caso di disposizione ad elica, l’efficacia del confinamento va opportunamente ridotta.

In assenza di una pretensione iniziale, il rinforzo di FRP esercita un confinamento passivo sulla membratura compressa. L’azione di confinamento diventa significativa nella fase di plasticizzazione, e quindi di fessurazione, dell’elemento rinforzato, a seguito della più vistosa dilatazione trasversale esibita da quest’ultimo. In maniera esplicita, si rileva che prima della fessurazione del calcestruzzo il sistema a base di FRP è praticamente scarico.

La verifica dell’elemento confinato consiste nell’accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

essendo il valore di progetto dell’azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico previste, come prescritto dalla Normativa vigente), mentre è il valore di progetto della resistenza dell’elemento confinato.

In assenza di fenomeni di instabilità per carico di punta, la resistenza ultima di calcolo a sforzo normale centrato, o con piccola eccentricità, di un elemento di c.a. confinato mediante FRP può essere calcolata utilizzando la seguente relazione:

dove il coefficiente parziale deve essere assunto pari a 1.10, i simboli ed rappresentano, rispettivamente, l’area della sezione trasversale dell’elemento e la resistenza di calcolo del calcestruzzo confinato, mentre i simboli ed denotano, rispettivamente, l’area e la resistenza di calcolo dell’armatura metallica eventualmente presente (quest’ultima valutata come previsto nella Normativa vigente).

La resistenza di progetto del calcestruzzo confinato, , può essere valutata con la seguente relazione:

nella quale è la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato, da valutarsi come prescritto nella Normativa vigente, ed è la pressione efficace di confinamento.

Il confinamento risulta efficace solo se .

La resistenza di un elemento confinato con FRP dipende soltanto da una aliquota della pressione di confinamento,, esercitata dal sistema, detta pressione efficace di confinamento, . La pressione efficace di confinamento, , è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento ed è fornita dalla relazione:

Dove è un coefficiente di efficienza, definibile come il rapporto fra il volume di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume dell’elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile).

La pressione di confinamento può essere valutata mediante la relazione:

Dove:

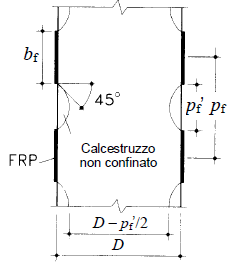
è la percentuale geometrica di rinforzo, dipendente dalla forma della sezione (circolare o rettangolare) e dalla modalità di applicazione del confinamento lungo l’elemento (fasciatura continua o discontinua), è il modulo di elasticità normale del materiale in direzione delle fibre ed è un’opportuna deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato.

Il coefficiente di efficienza, , può essere espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale, , per uno di efficienza verticale, , e per un altro ancora legato all’inclinazione delle fibre, .

Il coefficiente di efficienza orizzontale, , dipende dalla forma della sezione, se circolare o rettangolare. Il coefficiente di efficienza verticale, , dipende dalla modalità di applicazione del confinamento lungo l’asse longitudinale dell’elemento. In caso di fasciatura continua si assume .

In caso di fasciatura discontinua (Fig. 4.2.1), realizzata cioè con strisce di FRP disposte ad interasse e distanza netta , si deve tenere conto della riduzione di efficacia dovuta al fenomeno di diffusione delle tensioni tra due fasciature consecutive. Per effetto della diffusione, in una sezione verticale diametrale, si creano delle zone che non risentono del confinamento, aventi approssimativamente

un contorno parabolico con tangente iniziale inclinata di 45°.



(Fig. 4.2.1) Sezione circolare confinata in maniera discontinua.

Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza verticale, , che consente di portare in conto il fenomeno di diffusione verticale delle tensioni, sopra descritto, può essere assunto pari a:

avendo indicato con la minima dimensione trasversale dell’elemento.

Nel caso di fasciatura discontinua è opportuno che la distanza netta fra le strisce rispetti la limitazione .

Indipendentemente dalla forma della sezione, il coefficiente di efficienza da impiegarsi quando le fibre vengano disposte ad elica, con inclinazione delle stesse rispetto alla sezione trasversale dell’elemento, può esprimersi in funzione di come:

La deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato, , è ottenuta a partire dalla deformazione caratteristica a rottura della fasciatura di FRP, , tenendo conto opportunamente dei fattori ambientali nel modo seguente:

dove e sono, rispettivamente, il fattore di conversione ambientale ed il coefficiente parziale del materiale composito fibrorinforzato.

Il confinamento con FRP di elementi a sezione quadrata o rettangolare produce incrementi solo marginali della resistenza a compressione. Ne consegue che applicazioni di questo genere devono essere attentamente vagliate ed analizzate.

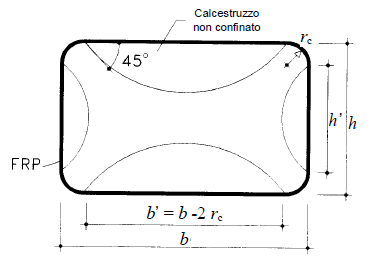
Prima dell’applicazione del sistema di FRP è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione localizzate in corrispondenza degli stessi, che potrebbero provocare una rottura prematura del sistema.

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

La percentuale geometrica di rinforzo, , da impiegare nella valutazione della pressione efficace di confinamento è:

dove e sono, rispettivamente, lo spessore e l’altezza della generica striscia di FRP, è il passo delle strisce, mentre b e h sono le dimensioni trasversali della sezione rettangolare. Nel caso di fasciatura continua l’espressione di diviene:

Con riferimento alla Figura (Fig.4.2.1) si può ritenere, con buona approssimazione, che l’area di calcestruzzo effettivamente confinata sia solo un’aliquota di quella complessiva. La motivazione di tale comportamento è da attribuirsi all’“effetto arco” che si manifesta all’interno della sezione; tale effetto è dipendente dal valore del raggio di arrotondamento degli spigoli, .



(Fig.4.2.1) Confinamento di sezioni rettangolari.

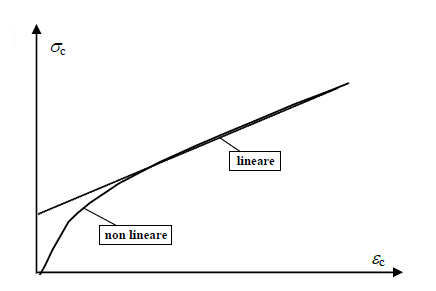
Il coefficiente di efficienza orizzontale, , per le sezioni rettangolari, per tener conto dell’effetto arco che si attiva nella sezione trasversale, vale:

in cui e sono le dimensioni indicate in Figura (Fig.4.2.1) ed è l’area della sezione trasversale.

In assenza di adeguate prove sperimentali, che ne comprovino l’efficacia, non va considerato l’effetto del confinamento su sezioni rettangolari per le quali , ovvero .

* 1. *VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA PER LA SEZIONE CONFINATA: Valutazione del legame costitutivo e costruzione del dominio di interazione per la sezione confinata.*

Per la costruzione del dominio di interazione della sezione confinata con FRP si è adottato un legame costitutivo che considerasse tale applicazione. Infatti si osserva in figura (Fig. 4.3.1) come tale legame è profondamente diverso dal legame parabola-rettangolo adottato per la sezione priva di rinforzo.



(Fig. 4.3.1) Andamento del legame tensione-deformazione per calcestruzzo confinato con FRP.

Per valori della deformazione assiale, , pari allo 0.2%, la tensione nel calcestruzzo confinato è solo di poco superiore a quella esibita dal calcestruzzo non confinato, e cioè alla tensione di progetto di quest’ultimo.

Per deformazioni superiori allo 0.2% il legame “” è non lineare e la pendenza della corrispondente curva diminuisce progressivamente fino ad assumere, nell’ultimo tratto, un valore pressoché costante. In quest’ultimo tratto, ad andamento lineare, il calcestruzzo confinato perde progressivamente la sua integrità per effetto di una fessurazione sempre più diffusa. Il collasso dell’elemento confinato si raggiunge per rottura del composito. Tuttavia, a partire da un certo valore della deformazione assiale, l’elemento confinato con FRP perde di fatto la propria funzionalità potendo assorbire solo modeste ed insignificanti sollecitazioni trasversali. In considerazione di ciò, il collasso dell’elemento confinato è convenzionalmente raggiunto quando si attinge una deformazione limite del composito pari allo 0.4%.

Si osservi il raffronto fra i due legami costitutivi nella prossima figura (Fig. 4.3.2).



(Fig. 4.3.2) in blu il legame costitutivo del calcestruzzo confinato limitato al 4‰, ed in rosso quello del legame a parabola-rettangolo.

Per descrivere i vari campi di rottura è necessario definire le equazioni che caratterizzano le curve del legame costitutivo assunto.

* Equazioni del ramo parabolico.

Sostituendo si ottiene l’equazione funzione della sola variabile, :

* Equazioni del ramo lineare.

Sostituendo si ottiene l’equazione funzione della sola variabile, :

* Area del ramo parabolico.
* Area del ramo lineare.
* Calcolo del coefficiente .
* Momento statico del ramo parabolico.

Siccome è nota l’equazione della parabola, si riscrive il tutto in funzione di

* Momento statico del ramo lineare.

Si è proceduto allo stesso modo essendo nota l’equazione del tratto lineare

* Calcolo del coefficiente .

In analogia a quanto visto per il capitolo 3.

La coordinata del baricentro si ottiene dal rapporto:

Si osserva che il diagramma delle tensioni si genera dalla posizione dell’asse neutro ed evolve verso l’alto.

Essendo l’origine del diagramma sempre situata sulla posizione dell’asse neutro ed il diagramma stesso ha sempre estensione pari ad y.

Il valore che si è ricavato sopra deve essere rapportato all’estensione del diagramma delle tensioni, ovvero bisogna scalarlo rispetto alla lunghezza y. Se si indica con la coordinata del baricentro di tale diagramma si ottiene:

Per rendere il rapporto adimensionale si scrive:

Infine il coefficiente si ottiene riferendosi alla coordinata zero dell’asse neutro:

Nel seguito sono illustrati i vari modi di rottura della sezione (Fig. 4.3.3).



(Fig. 4.3.3) Visualizzazione dei campi di rottura della sezione confinata.

La costruzione del dominio di interazione si effettua seguendo gli stessi passaggi di cui al capitolo 3, essendo noto punto per punto il valore dei coefficienti e .

Utilizzando il valore, , resistenza di progetto del calcestruzzo confinato al posto di , resistenza di calcolo del calcestruzzo non confinato.

Un ragionamento diverso è stato condotto analizzando il quinto campo di rottura, poiché in questo caso il collasso avviene per pressoflessione a bassa eccentricità o addirittura al limite per compressione centrata. Infatti è stato necessario ipotizzare una plasticizzazione del legame costitutivo, essendo tale legame totalmente elastico fino a rottura. Per fare questo è stato costruito uno “stress-block” equivalente che entra in funzione solo nel campo di rottura 5.

La costruzione si ottiene lasciando invariati i coefficienti e su tutto il campo 5 ed il valore di essi e da assumersi pari a quelli del legame costitutivo tutto sviluppato.

Non è possibile calcolare un valore a priori poiché essi dipendono sia da che e per il tramite di dal numero di avvolgimenti di FRP. Quindi saranno diversi per ogni applicazione.

Per la costruzione del legame a rettangolo è necessario imporre che la sua area sia uguale all’area del legame parabola-lineare. Ciò equivale ad imporre la conservazione dell’energia specifica dell’elemento strutturale.

Dal teorema della media integrale si ricava il valore di deformazione da cui far partire il diagramma.

Imponendo

In conclusione: i coefficienti e restano costanti, l’area resta invariata, le forze soddisfano l’equilibrio alla traslazione al passaggio dal campo 4a al 5 ed i momenti soddisfano l’equilibrio alla rotazione. Questo nuovo legame porta la sezione nella situazione di compressione centrata quando il lembo inferiore della sezione raggiunge la deformazione .

Dalla figura (Fig. 4.3.4) è immediato verificare che:

* se (in valore assoluto)
* se (in valore assoluto)

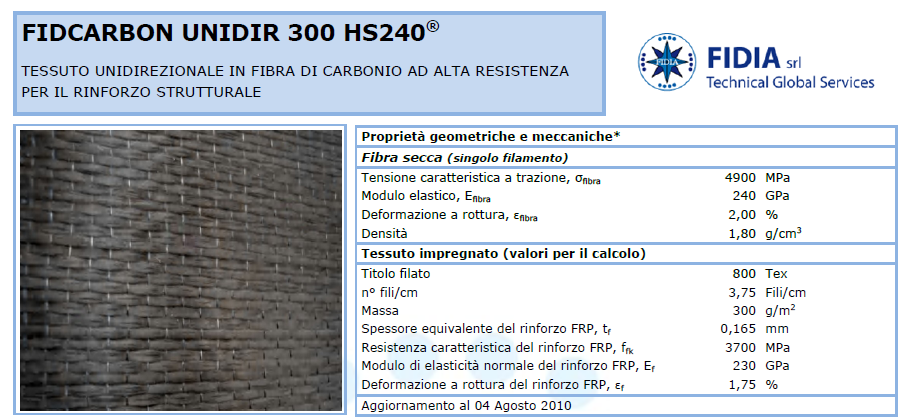


(Fig. 4.3.4) Visualizzazione del campo di rottura 5, con l’applicazione dello “stress block” equivalente

* 1. *VISUALIZZAZIONE DEI DOMINI DI INTERAZIONE PER LA SEZIONE CONFINATA.*

Gli elementi strutturali che si intendono analizzare, sono caratterizzati da un calcestruzzo con resistenza media pari a 15 . Tutta l’analisi verrà condotta dividendo tale valore di resistenza per un fattore, detto appunto fattore di confidenza, FC, pari a 1,35.

Per il rinforzo si è assunto un materiale in CFRP, di seguito è allegata la scheda tecnica del materiale (Fig. 4.4.1).



(Fig. 4.4.1) scheda tecnica del materiale.

FIDCARBON UNIDIR 300 HS240 è un tessuto costituito da fibre di carbonio unidirezionali ad alta resistenza, realizzato tramite termosaldatura, processo che impedisce la sfilacciatura delle fibre e che ne migliora e facilita l’installazione in cantiere. È un tessuto adatto per rinforzare elementi in CA, CAP, muratura, legno ed acciaio, incrementandone la resistenza al taglio, flessione e compressione.

Ideale per: rinforzi di travi e solai alle sollecitazioni di flessione o di taglio; il confinamento di pilastri per incrementare la resistenza a compressione; rinforzi di strutture in seguito ad aumenti di carico (adeguamento statico); adeguamento sismico; rimediare a difetti di progetto o costruzione; rinforzo di strutture modificate a causa di nuove esigenze; architettoniche o di utilizzo; limitare gli stati fessurativi.

Vantaggi: sistema di rinforzo resistente alla corrosione; elevata resistenza a fatica; durabilità e leggerezza; adattabile a sagome complesse; peso trascurabile; incremento trascurabile di spessore; esteticamente non invasivo; facilità d’installazione.

Il tessuto viene solitamente prodotto con dimensioni di circa 100, 200 o 500 mm di larghezza, mentre la lunghezza dipende dall’elemento da rinforzare. A seconda delle necessità di cantiere, il tessuto può essere confezionato su misura in modo da ridurre i tempi di installazione.

Maneggiando il tessuto indossare indumenti protettivi ed occhiali ed attenersi alle istruzioni concernenti le modalità di applicazione del materiale.

MODALITA’ DI APPLICAZIONE

Preparazione del sottofondo:

Pulire il substrato, tramite spazzolatura o sabbiatura, da polveri, grassi e parti incoerenti. Pulire le armature da eventuali tracce di ruggine e sigillare possibili fessurazioni mediante iniezioni.

Rasatura della superficie:

Eseguire la rasatura della superficie sino a 1 cm al fine di eliminare eventuali asperità e materiali incoerenti.

Applicazione di primer:

Stendere sulla superficie, a pennello o a rullo, uno strato di primer ed attendere la sua maturazione per circa 2/3 ore. Livellare la superficie mediante stucco epossidico.

Stesura resina primo strato:

Dopo un’ulteriore lisciatura della superficie, applicare una prima mano di resina adesivo-impregnante.

Stesura del tessuto:

Assicurandosi che lo strato sia ancora “fresco”, applicare il tessuto prestando attenzione a non formare grinze, spianandolo manualmente oppure passando il rullo che elimina le eventuali bolle d’aria.

Impregnazione del tessuto:

Manualmente o per mezzo di una macchina, impregnare il tessuto precedentemente tagliato nelle dimensioni richieste.

Finitura:

Applicare una seconda mano di resina e terminare con un ulteriore spolvero di sabbia su resina; procedere infine con l’applicazione di una pittura epossidica e poliuretanica per la protezione del sistema di rinforzo.

ANALISI DELLA SEZIONE 1



Visualizzazione del dominio di interazione adimensionalizzato relativo alla sezione quadrata confinata con CFRP (Fig. 4.4.2).

(Fig.4.4.2) Dominio di interazione adimensionalizzato della sezione quadrata confinata con CFRP.

In ascisse è riportato lo sforzo normale adimensionalizzato, , mentre in ordinate vi è

Il momento flettente adimensionalizzato, .

I tratti colorati identificano i vari campi di rottura che caratterizzano la sezione:

* Campo 1: verde;
* Campo 2: rosso;
* Campo 3,4,4a : blu;
* Campo 5: arancio.

Convenzionalmente gli sforzi di trazione sul diagramma sono negativi, questo giustifica il fatto che la quasi totalità di esso è situato sul primo e quarto quadrante.

Siccome l’armatura è simmetrica è stato sufficiente ribaltare il diagramma attorno all’asse x per ottenere la porzione inferiore, riuscendo così ad ottenere una frontiera chiusa luogo dei punti ammissibili per la sezione in esame.

Per rendersi conto maggiormente delle sollecitazioni in gioco è più opportuno valutare un diagramma che non si riferisca alle grandezze adimensionalizzate, in cui in ascisse vi sia la forza normale resistente , ed in ordinate il momento flettente resistente (Fig.4.4.3).

(Fig.4.4.3) Dominio di interazione della sezione quadrata confinata con CFRP.

Questi risultati sono stati ottenuti ipotizzando di eseguire due avvolgimenti di materiale composito attorno all’elemento strutturale. Di seguito si allegano i risultati numerici ottenuti:



ANALISI DELLA SEZIONE 2



La stessa analisi è stata condotta sulla sezione rettangolare, utilizzando il medesimo materiale ed applicando due avvolgimenti di rinforzo. Sono stati ottenuti i seguenti risultati.

Visualizzazione del dominio di interazione adimensionalizzato relativo alla sezione rettangolare confinata con CFRP (Fig. 4.4.4).

(Fig.4.4.4) Dominio di interazione adimensionalizzato della sezione rettangolare confinata con CFRP.

In ascisse è riportato lo sforzo normale adimensionalizzato, , mentre in ordinate vi è

Il momento flettente adimensionalizzato, .

I tratti colorati identificano i vari campi di rottura che caratterizzano la sezione:

* Campo 1: verde;
* Campo 2: rosso;
* Campo 3,4,4a : blu;
* Campo 5: arancio.

Visualizzazione del dominio di interazione riferito alle grandezze finite, in cui in ascisse vi è la forza normale resistente , ed in ordinate il momento flettente resistente (Fig.4.4.5).

(Fig.4.4.5) Dominio di interazione della sezione rettangolare confinata con CFRP.

Di seguito si allegano i risultati numerici che hanno permesso la costruzione del diagramma:



Sarà utile valutare l’incremento di resistenza offerto dal rinforzo.

* 1. *DUTTILIA’ DI ELEMENTI PRESSOINFLESSI CONFINATI CON FRP: valutazione della duttilità negli elementi strutturali rinforzati e visualizzazione del diagramma momento-curvatura.*

Il confinamento con FRP può essere realizzato anche su elementi di calcestruzzo soggetti a pressoflessione; in tal modo è possibile incrementare la loro duttilità e, solo in misura ridotta, la loro resistenza.

Per la valutazione della duttilità di un elemento pressoinflesso può essere utilizato come valore della deformazione ultima di progetto, , fornito dalla seguente relazione:

essendo la pressione efficace di confinamento e la resistenza di progetto del calcestruzzo non confinato.

Nella relazione la pressione efficace è calcolata assumendo una deformazione ridotta di calcolo del composito fibrorinforzato data da:

La costruzione del diagramma momento-curvatura è stata eseguito in modo analogo a quanto visto nel capitolo 3, con la differenza di aver utilizzato come valore della deformazione ultima di progetto, , appena ricavata.

ANALISI DELLA SEZIONE 1

L’analisi condotta sulla sezione quadrata ha fornito i seguenti risultati:

In quanto:

* si era assunto quale valore dello sforzo normale, se ci si riferisce a si ottiene uno sforzo normale adimensionale pari a .

Il diagramma momento curvatura appare (Fig. 4.5.1).

(Fig. 4.5.1) Andamento del momento in funzione della curvatura per la sezione 1.

ANALISI DELLA SEZIONE 2

L’analisi condotta sulla sezione rettangolare ha fornito i seguenti risultati:

In quanto:

* si era assunto quale valore dello sforzo normale, se ci si riferisce a si ottiene uno sforzo normale adimensionale pari a .

Il diagramma momento curvatura appare (Fig. 4.5.2).

(Fig. 4.5.2) Andamento del momento in funzione della curvatura per la sezione 2.

In tutti i materiali da costruzione ad ogni sollecitazione applicata su una direzione corrisponde una deformazione anche nelle direzioni ortogonali (il cosiddetto effetto Poisson).

Ad esempio un pilastro in calcestruzzo compresso, ad esempio mentre si accorcia, si schiaccia, subisce una dilatazione trasversale che è pari a circa il 15% dello schiacciamento. Superata la soglia di limite elastico la proporzionalità tra deformazioni longitudinali e trasversali è perduta, il coefficiente di Poisson aumenta ma non esiste una chiara legge che ne descriva il comportamento. Se si applica una fasciatura di tessuto di fibre nella direzione orizzontale, si genera un “confinamento passivo” del pilastro. Ai carichi modesti tale confinamento è sottoposto a modeste dilatazioni trasversali, a carichi elevati la fasciatura aumenta molto il suo effetto proprio in relazione all’aumento del coefficiente di Poisson. Tale effetto termina nel momento in cui la dilatazione trasversale supera la deformazione massima di rottura per trazione della fibra, oppure quando la sovrapposizione del tessuto si rompe per eccessivo sforzo di taglio di interfaccia.

Per entrambe le sezioni risulta:

essendo il valore di progetto dell’azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico previste, come prescritto dalla Normativa vigente), mentre è il valore di progetto della resistenza dell’elemento confinato.

In particolare:

* Per la sezione 1 : , ;
* Per la sezione 2 : , ;
  1. *RINFORZO A TAGLIO CON FRP.*

Il meccanismo del taglio è spesso modellato con il traliccio di resistenza di Mörsch. Secondo questa teoria lo sforzo di taglio si contrasta con la formazione di un “traliccio” di ideali “puntoni” inclinati e di “tiranti” orizzontali e verticali. I primi sono formati dal conglomerato, i secondi dalle armature resistenti a trazione (barre longitudinali e staffe). All’interno di questa schematizzazione è possibile eseguire il rinforzo al taglio delle travi aggiungendo fasciature trasversali di tessuto di carbonio; lo schema più adottato è quello della fasciatura ad U discontinua (Fig. 4.6.1) , dove le fasce necessitano della smussatura degli spigoli dell’ala della trave e l’ancoraggio all’intradosso della soletta.

Secondo le raccomandazioni del CNR DT 200/2004 la resistenza di progetto a taglio dell’elemento rinforzato può essere valutata secondo la relazione:

dove:

è il contributo a taglio delle staffe calcolato secondo la normativa vigente;

è il contributo a taglio del rinforzo FRP valutato come nel seguito riportato;

è la resistenza della biella compressa di calcestruzzo.

Nel caso in cui le fasce di rinforzo possano essere disposte a U o in avvolgimento di una sezione quadrata o rettangolare, il contributo del rinforzo di FRP in stato limite ultimo, può essere valutato con la seguente equazione:

dove:

d = altezza utile della sezione trasversale;

= è la resistenza efficace del calcolo valutata ai successivi punti 2.1 e 2.2;

= spessore delle fasce di tessuto;

= larghezza delle fasce di tessuto;

= passo delle fasce di tessuto;

= angolo di inclinazione delle fessure a taglio rispetto

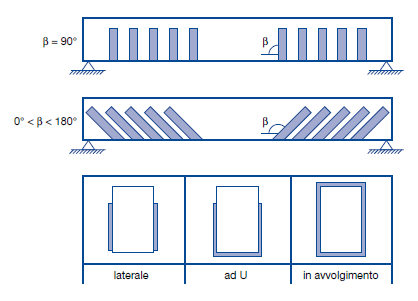
all’asse dell’elemento (45°);

β = angolo di inclinazione delle fibre rispetto all’asse

dell’elemento.

Gli schemi di riferimento sono illustrati nella Figura (Fig. 4.6.2) Il concetto è quello di solidarizzare un elemento resistente a trazione al calcestruzzo nella sua zona tesa.

Se l’adesione è perfetta, il rinforzo si comporterà in conservazione delle sezioni piane e la rottura della trave sarà originata o dalla rottura per compressione del calcestruzzo o dalla rottura a trazione della fibra.



(Fig. 4.6.1) Schemi di rinforzo a taglio con FRP.

Nel caso di disposizione ad U, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla relazione:

dove è la resistenza di progetto alla delaminazione, la lunghezza minima di ancoraggio, l’angolo di inclinazione delle fibre rispetto all’asse longitudinale dell’elemento, d è l’altezza utile della sezione, e è l’altezza dell’anima della trave, che deve essere interamente impegnata dal rinforzo ad U. Particolare attenzione

deve essere riposta nei casi in cui la zona compressa è localizzata inferiormente alla trave, per cui l’apice della lesione da taglio è ubicata in alto e la lesione si sviluppa verso l’intradosso (ad esempio nel caso di mensole). In tali situazioni deve essere ben valutata l’opportunità di ricorrere ad idonei presidi per garantire un adeguato ancoraggio del rinforzo ad U, ivi compreso il ricorso a dispositivi meccanici. Negli stessi casi, per il calcolo della resistenza si deve sempre far ricorso alla relazione appena vista.

Nel caso di disposizione in avvolgimento su una sezione rettangolare, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla relazione:

dove è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP, ed inoltre:

essendo il raggio di curvatura dell’arrotondamento dello spigolo della sezione attorno a cui è avvolto il rinforzo, la larghezza dell’anima della sezione.

Nell’equazione il contributo del secondo termine va considerato solo se positivo.

Nella valutazione della resistenza di progetto alla delaminazione, , interviene il coefficiente di ricoprimento .

Nel caso di rinforzi discontinui sotto forma di strisce, si deve porre e , mentre nel caso di rinforzi continui sotto forma di fogli o di strisce adiacenti, si deve porre , essendo l’altezza dell’anima della trave.

Se si adottano dispositivi atti a vincolare le estremità libere di rinforzi ad U e si dimostra che la loro resistenza è almeno pari a quella del rinforzo avvolto attorno allo spigolo della sezione, la resistenza efficace di calcolo può essere ottenuta a partire dalla seguente relazione. In caso contrario, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla precedente.

Nel caso di avvolgimento in fogli con applicato su una sezione circolare di diametro D, la resistenza efficace di calcolo del rinforzo è fornita dalla relazione:

dove è il modulo di elasticità normale del rinforzo di FRP nella direzione delle fibre e è un opportuno valore limite da imporre alla deformazione di quest’ultimo. In mancanza di una determinazione più accurata, si può assumere .

Gli spigoli della sezione dell’elemento da rinforzare a contatto con il materiale composito devono essere arrotondati, in modo da evitare il tranciamento del rinforzo. Il raggio di curvatura, , dell’arrotondamento deve essere non minore di 20 mm.

Nel caso di rinforzi discontinui costituiti da strisce di materiale composito, la larghezza, , ed il passo, , delle strisce, misurati (in mm) ortogonalmente alla direzione delle fibre, devono rispettare le seguenti limitazioni:

50 mm ≤ ,≤ 250 mm

, ≤ , ≤ {0.5·d, 3·, + 200 mm}.

Nel caso in cui il termine {0.5·d, 3·, + 200 mm} risultasse più piccolo di , si dovrà ricorrere ad un tipo di rinforzo differente (per geometria o per caratteristiche meccaniche).



(Fig. 4.6.1) Fasciatura ad U per rinforzo a taglio.

* 1. *VALUTAZIONE SUL RINFORZO A TAGLIO OFFERTO DAL CONFINAMENTO CON CFRP.*

ANALSI SEZIONE 1

Si valuterà la resistenza a taglio offerta dal confinamento.

Essendo gli avvolgimenti ortogonali alla linea d’asse e continui, si assumerà: e .

Si ipotizza inoltre che nella sezione da rinforzare lo sforzo di taglio trazione sia maggiore dello sforzo di taglio compressione ( biella compressa di calcestruzzo).

Quindi il contributo resistente dovuto all’armatura esistente si valuta con la seguente relazione:

Si assume che

Dalla scheda tecnica del materiale si ottiene il valore della resistenza caratteristica del rinforzo in FRP, .

Da questo si ricava il relativo valore di progetto, utilizzando il coefficiente di sicurezza

L’analisi ha condotto ai seguenti risultati:



Il taglio resistente dovuto all’armatura esistente ed al rinforzo è :

L’incremento di resistenza dovuto all’avvolgimento è notevole.

ANALSI SEZIONE 2

Allo stesso modo si valuterà la resistenza a taglio offerta dal confinamento.

Essendo gli avvolgimenti ortogonali alla linea d’asse e continui, si assumerà: e .

Si assume che

Dalla scheda tecnica del materiale si ottiene il valore della resistenza caratteristica del rinforzo in FRP, .

Da questo si ricava il relativo valore di progetto, utilizzando il coefficiente di sicurezza

L’analisi ha condotto ai seguenti risultati:



Il taglio resistente dovuto all’armatura esistente ed al rinforzo è :

**CAPITOLO 5**

*Confronti e Conclusioni.*

* 1. *VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA PRIMA E DOPO IL CONFINAMENTO.*

CONFRONTO SULLA SEZIONE 1

Visualizzazione del dominio di interazione della sezione quadrata prima del confinamento e dopo la sua applicazione (Fig. 5.1.1).

(Fig. 5.1.1) Confronto tra i domini di interazione prima e dopo il rinforzo strutturale.

In rosso è rappresentato il dominio di interazione della sezione confinata con CFRP ed in nero il dominio di interazione della sezione priva di confinamento.

CONFRONTO SULLA SEZIONE 2

Visualizzazione del dominio di interazione della sezione rettangolare prima del confinamento e dopo la sua applicazione (Fig. 5.1.2).

(Fig. 5.1.2) Confronto tra i domini di interazione prima e dopo il rinforzo strutturale.

* 1. *VALUTAZIONE DELLA DUTTILITA’PRIMA E DOPO IL CONFINAMENTO.*

CONFRONTO SULLA SEZIONE 1

* Prima del confinamento

* Dopo il confinamento

* Confronto tra i diagrammi momento-curvatura (Fig. 5.2.1).

(Fig. 5.2.1) Confronto tra i diagrammi momento-curvatura prima e dopo il rinforzo strutturale.

CONFRONTO SULLA SEZIONE 2

* Prima del confinamento

* Prima del confinamento

* Confronto tra i diagrammi momento-curvatura (Fig. 5.2.2).

(Fig. 5.2.1) Confronto tra i diagrammi momento-curvatura prima e dopo il rinforzo strutturale.

* 1. *CONCLUSIONI.*

L’intervento con materiali compositi ha consentito un notevole miglioramento della capacità deformativa globale degli elementi strutturali; ciò si evince osservando i diagrammi momento-curvatura, che forniscono una curvatura ultima molto maggiore rispetto alla situazione iniziale. Inoltre dal confronto dei domini di interazione si nota che anche la resistenza è stata maggiorata.

L’applicazione dei compositi fibrorinforzati ha permesso di:

* incrementare la resistenza a pressoflessione;
* incrementare la resistenza a taglio degli elementi mediante applicazione di CFRP con le fibre disposte ortogonalmente all’asse dell’elemento;
  + - * incrementare la duttilità delle sezioni terminali mediante fasciatura con CFRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
      * migliorare l’efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con CFRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
      * impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro.

L’azione di confinamento esercitata dal sistema è rilevante sia in termini di resistenza a compressione e maggiormente in termini di deformazione assiale e trasversale del calcestruzzo.

È importante evidenziare che il confinamento è fortemente influenzato dalle caratteristiche meccaniche delle fibre di rinforzo e dalle dimensioni geometriche delle sezioni trasversali degli elementi confinati. Valori significativi del grado di confinamento si ottengono per sezioni circolari, quadrate e rettangolari in cui il rapporto tra i lati è inferiore a 2. Il confinamento è efficace se la lunghezza di sovrapposizione degli starti di fibra è adeguata e tale da impedire pericolosi fenomeni di rottura prematura. Il tipo di resina utilizzato non influenza in modo apprezzabile il grado di confinamento del calcestruzzo.