

Valutazione analitica degli effetti del confinamento sulla capacità di pilastri e travi in c.a. di strutture esistenti e di nuova progettazione.

Franco Braga

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza, Roma, Italia

Rosario Gigliotti

C.E.R.I. Centro di Ricerca previsione, prevenzione e controllo dei Rischi geologici, Università La Sapienza, Roma, Italia.

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italia

Michelangelo Laterza, Michele D'Amato

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italia

Keywords: confinamento, duttilità, rinforzo strutturale, armatura trasversale, FRP, Stress-Block, domini di interazione M-N, stati limite.

SOMMARIO

Per la valutazione della capacità delle membrature in cemento armato, le principali normative consentono l'uso di legami costituiti per il calcestruzzo ritenuti maggiormente rappresentativi del reale comportamento rispetto ai diagrammi tensione-deformazione del tipo parabola-rettangolo o rettangolare equivalente. Sia la resistenza sia la duttilità della sezione sono influenzate dal legame σ - ϵ del calcestruzzo e pertanto, come è noto, dal livello di confinamento. Nell'articolo si descrive un possibile approccio progettuale, basato sui metodi classici di analisi della sezione, che prevede l'uso del diagramma rettangolare equivalente per il calcestruzzo confinato. Gli studi effettuati mostrano che è possibile descrivere i parametri dello stress-block attraverso semplici relazioni, che dipendono dalla resistenza del calcestruzzo non confinato, dal quantitativo e disposizione dell'armatura trasversale e longitudinale e dalla geometria della sezione. A tale scopo, nelle analisi numeriche è stato adottato un modello analitico per il calcestruzzo confinato capace di portare in conto tutti i fattori elencati, anche nel caso di confinamento misto costituito da armature trasversali in varie configurazioni e rinforzi esterni (in acciaio, FRP, ecc.).

In particolare, i domini di interazione per i diversi stati limite richiedono la definizione dei limiti appropriati per la deformazione massima del calcestruzzo. Pertanto, si indica la possibilità di definire gli stress-block in funzione della deformazione massima assunta o del livello di tensione residua del calcestruzzo ritenuto accettabile in funzione dello stato limite considerato. Occorrerà ovviamente ampliare l'analisi parametrica, allo scopo di ricavare equazioni di progetto proponibili in ambito normativo.

ABSTRACT: In order to evaluate the capacity of R/C members, the main codes allow the use of stress-strain laws that can reproduce closely the real behaviour of concrete, as opposed to parabola-rectangular or equivalent rectangular diagrams. Both sectional resistance and ductility depend on the law of concrete, therefore they are influenced by the confinement of members, as evidenced in the literature. In this paper a possible design approach is presented, based on classic section analysis methods. The method uses parameters that represent the stress-strain law of confined concrete. The studies carried out show that such parameters can be chosen through simple relationships depending on the resistance of non-confined concrete, on the amount and geometry of longitudinal and transverse reinforcement, and on the geometry of the section. At this aim some numerical analyses have been performed using an analytical model of confined concrete, capable of taking into account all the mentioned effects, even in the case of various sources of confinement, when different schemes of hoops and external elements (FRP wrappings, steel plates, etc.) are used.

More in detail, the section interaction diagrams for the different limit states require the definition of an appropriate upper bound for the strain of concrete. Therefore the study focuses on the possibility of using stress-blocks depending on the maximum strain assumed, or on the level of residual stress accepted in concrete according to a specified limit state. Further studies will extend the parametric analysis in order to obtain design equations to be implemented in codes.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si è consolidato nella progettazione delle strutture l'approccio di tipo prestaziona-

le. Tale approccio, recepito dalle principali normative, consiste nel definire i livelli di prestazione richiesti alle strutture nel loro insieme ed alle singole parti strutturali in funzione degli stati limite individuati come significativi per le azioni considerate ed in relazione alla vita utile dell'edificio.

Per le strutture in cemento armato, la maggior parte delle ricerche in corso riguarda la modellazione di dettaglio dei materiali e delle membrature e lo sviluppo di elementi finiti capaci di descrivere i principali fenomeni fisici in campo non lineare.

Con particolare riguardo alle strutture intelaiate, la cui risposta strutturale è prevalentemente legata al comportamento flessionale delle singole membrature in presenza o meno di azioni assiali, i metodi di progetto/verifica della sezione mantengono un carattere fortemente convenzionale ed ancora inadeguato alle moderne filosofie di progetto.

Nella normativa italiana, tutti gli aspetti riguardanti la duttilità strutturale ed il soddisfacimento dei requisiti prestazionali delle singole parti, coerenti con i livelli di duttilità globale prefissati, sono tuttora demandati in maniera quasi esclusiva a regole di progetto specifiche ed ai particolari costruttivi, con un approccio di tipo prescrittivo.

Le normative neozelandesi e l'eurocodice 8 legano i quantitativi richiesti di armatura trasversale ai livelli di duttilità globali (della struttura) e locali (a livello di elemento e di sezione).

È infatti noto che l'armatura trasversale contribuisce in maniera significativa al miglioramento della duttilità strutturale per due ragioni fondamentali: impedisce l'instabilizzazione delle barre longitudinali di armatura quando, a livello di sezione, si raggiungono curvature elevate; modifica la legge di comportamento del calcestruzzo incrementandone sia la resistenza sia la duttilità. Ciò comporta un incremento della duttilità di curvatura a livello di sezione e un conseguente aumento della duttilità globale. Per tali motivazioni il confinamento del calcestruzzo ha assunto un ruolo importante nel campo dell'ingegneria strutturale e, negli anni recenti, ha riguardato anche il rinforzo di edifici esistenti.

Ai fini del progetto/verifica delle sezioni in c.a. le principali normative forniscono delle espressioni semplificate del legame costitutivo del calcestruzzo (il diagramma parabola-rettangolo o il diagramma rettangolare equivalente) utilizzate nelle equazioni che definiscono il dominio di interazione M-N della sezione. Tali diagrammi semplificati prendono il nome di Stress-Block. In alternativa, l'eurocodice 2, le norme americane ACI 318 e le norme neozelandesi NZS 4203, consentono l'uso di qualunque legame tensioni-deformazioni del calcestruzzo ritenuto maggiormente rappresentativo del comportamento effettivo.

Il presente lavoro è stato sviluppato in continuità con precedenti studi sul confinamento del calcestruzzo e sul comportamento degli elementi pressoinflessi in c.a. e costituisce un primo approccio al problema del progetto/verifica della sezione in c.a. mediante l'uso di stress-block per il calcestruzzo confinato.

In particolare, gli studi analitici effettuati si sono basati su un modello che definisce, su base completamente analitica, la legge della pressione di confinamento esercitata dall'armatura trasversale e/o rinforzi esterni, al variare della deformazione assiale del calcestruzzo. Il modello consente, nota la legge di comportamento del calcestruzzo in stato triassiale

con pressione di confinamento data (stato triassiale attivo), di definire la relazione tensioni-deformazioni del calcestruzzo in un elemento strutturale, che è normalmente soggetto ad un "confinamento passivo".

Le caratteristiche del modello, capace di descrivere l'interazione tra calcestruzzo ed armature trasversali e longitudinali, per diverse configurazioni delle armature stesse ed eventualmente in presenza di rinforzi esterni, hanno consentito di studiare l'effetto del confinamento sul comportamento della sezione.

L'obiettivo fondamentale è quello di definire i parametri dello stress-block in funzione delle caratteristiche dei materiali, della geometria e del confinamento, applicabili alle usuali equazioni di equilibrio della sezione, nelle ipotesi classiche di conservazione delle sezioni piane e di perfetta aderenza. A questo scopo è indispensabile definire i limiti sulle deformazioni da adottare per ogni stato limite considerato, tenendo conto che il limite convenzionale di norma per la deformazione del calcestruzzo, pari al 3,5‰ secondo l'EC2 ed al 3‰ secondo le ACI e le NZS, corrisponde al raggiungimento della massima resistenza flessionale della sezione (SLU).

È stato pertanto indagato, per alcuni casi studio, l'effetto della deformazione massima del calcestruzzo sul dominio di interazione M-N, nell'ipotesi semplificata di un unico legame per tutta la sezione; a rigore, infatti, il solo nucleo racchiuso nel perimetro staffa assume il legame del calcestruzzo confinato.

È stato infine impostato uno studio parametrico sui legami costitutivi, individuando alcuni aspetti significativi dei parametri degli stress block in funzione della deformazione massima del calcestruzzo. Questo approccio consente, in prospettiva, di studiare anche lo stato limite di collasso, una volta che sia stata correttamente definita la deformazione ultima del calcestruzzo.

2 PROGETTO/VERIFICA DELLA SEZIONE IN C.A.

2.1 Ipotesi di base ed equazioni di equilibrio

Per il progetto/verifica delle sezioni presso-inflesse in c.a. ci si riferisce in genere alla sezione retta, nelle classiche ipotesi di:

- legami costitutivi non lineari con deformazioni massime fissate in funzione dei requisiti dello stato limite considerato;
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra cls e acciaio;
- calcestruzzo non reagente a trazione (per tutti gli stati limite che si riferiscono alla sezione fessurata).

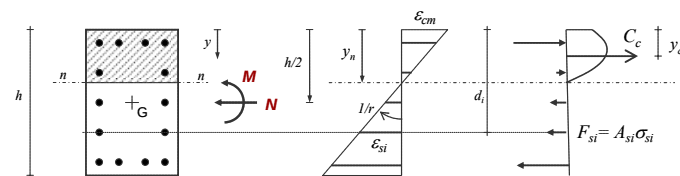


Figura 1. Profilo di deformazioni e diagramma delle tensioni per una generica sezione pressoinflessa in c.a.

Per ogni profilo di deformazione fissato sulla sezione, la coppia M-N in equilibrio con le forze interne è descritta dalle note equazioni di equilibrio:

$$N = C_c + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \quad (1)$$

$$M = C_c \cdot \left(\frac{h}{2} - y_c \right) + \sum_{i=1}^n \left[A_{si} \sigma_{si} \left(d_i - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (2)$$

2.2 Gli stress-block: stato dell'arte

Nelle precedenti equazioni, al posto del legame σ - ε effettivo, si utilizza in genere per il cls una distribuzione di tensioni rettangolare equivalente, detta *stress-block*. Fissata ε_{cm} il diagramma rettangolare di calcolo è univocamente definito dall'altezza αf_{cd} e dalla lunghezza $\beta \varepsilon_{cm}$. Tali parametri si ricavano mediante le due relazioni:

$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma_c d\varepsilon_c = \alpha f_{cd} \cdot \beta \varepsilon_{cm} \quad (3)$$

$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c = \alpha f_{cd} \cdot \beta \varepsilon_{cm} \cdot (1 - 0,5\beta) \varepsilon_{cm} \quad (4)$$

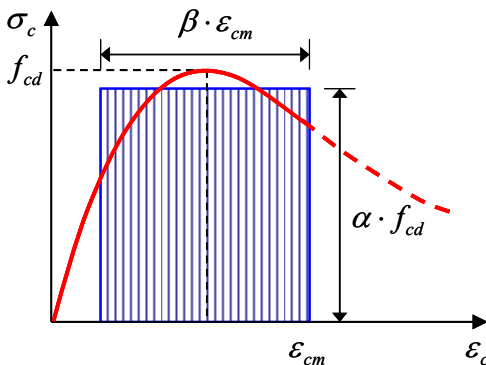


Figura 2. Legame σ - ε del calcestruzzo e Stress-block rettangolare equivalente (per una data deformazione ε_{cm})

L'EC2 adotta, per il cls non confinato, un legame di tipo parabola-rettangolo e consente, in alternativa ad esso, di utilizzare legami semplificati purchè equivalenti (in distribuzione) o più cautelativi rispetto al legame parabola-rettangolo indicato dalla stessa norma. Consente, inoltre, l'impiego di un diagramma rettangolare equivalente, indicandone i parametri in funzione della resistenza (Figura 3).

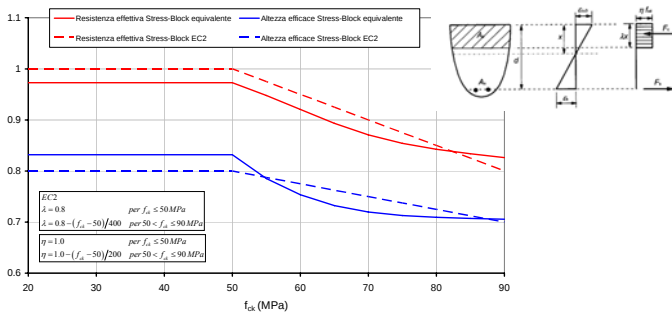


Figura 3. Parametri per gli stress-block riportati nell'EC2

La Figura 4 riporta un confronto tra i valori dei parametri per gli stress-block delle principali normative internazionali.

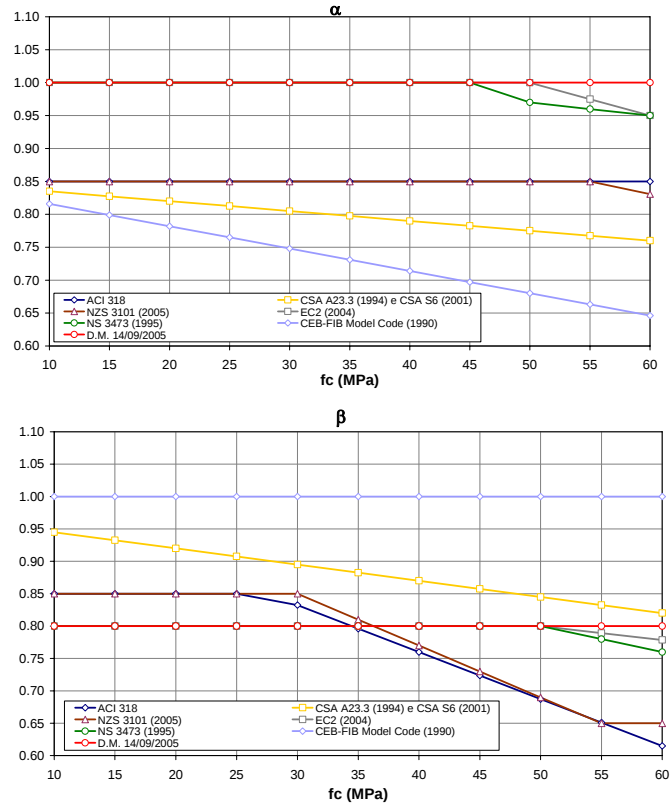


Figura 4. Parametri degli stress-block riportati in diverse normative internazionali

L'EC2 fornisce anche specifiche equazioni per il legame tensione-deformazione e per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato, ma non identifica con chiarezza i parametri utili a definire i campi di deformazione per i diversi stati limite (Stati limite di esercizio, Stato limite ultimo e Stato limite di collasso).

Anche le ACI 318/05, NZS 3101 (1995) e il D.M. 14/09/2005 consentono di utilizzare qualsiasi forma per il legame σ - ε purchè adeguatamente rappresentativa del comportamento del calcestruzzo.

Tutte le principali normative, dunque, in linea di principio, consentono di portare in conto gli effetti del confinamento.

A questo scopo, sono stati effettuati degli studi analitici per la determinazione degli stress-block del calcestruzzo confinato, utilizzando il modello *Braga, Gigliotti, Laterza (2006)*, di cui si riporta, nel paragrafo successivo, una descrizione sintetica e le equazioni applicative.

3 MODELLO ANALITICO PER IL CONFINAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Un elemento in cemento armato soggetto ad una deformazione longitudinale di compressione tende ad espandersi lateralmente. Le armature trasversali in forma di staffe e legature interne, e/o rinforzi in FRP esercitano un'azione di confinamento, opponendosi all'espansione del nucleo di calcestruzzo. Ciò de-

termina all'interno dell'elemento uno stato di tensione triassiale.

La geometria degli elementi trave e pilastro, tipici delle strutture intelaiate, in cui la dimensione longitudinale è prevalente rispetto a quelle trasversali, consente di studiare il problema riferendosi ad una generica sezione piana rappresentativa del concio in un interasse staffa.

L'assunzione fondamentale a base del modello è che l'incremento di stato tensionale nel calcestruzzo si verifichi senza alterare lo stato deformativo della sezione retta fuori dal piano. Ciò si traduce nell'ipotesi che l'azione di confinamento si manifesti in *stato di deformazione piano*.

In termini generali (Figura 5) il legame $\sigma_z(\varepsilon_z)$ del calcestruzzo confinato può scriversi nella forma:

$$\sigma_z(\varepsilon_z) = \sigma_{z0}(\varepsilon_z) + \Delta\sigma_z(\varepsilon_z) \quad (5)$$

dove $\sigma_{z0}(\varepsilon_z)$ ed ε_z rappresentano la tensione del calcestruzzo non confinato e la corrispondente deformazione normali al piano della sezione. Il termine $\Delta\sigma_z(\varepsilon_z)$ rappresenta, invece, l'incremento di tensione legato allo stato triassiale. Tale incremento è proporzionale alla pressione laterale di confinamento e dipende quindi dal quantitativo e dalla distribuzione dell'armatura trasversale, dalle caratteristiche dei materiali e dalla geometria della sezione.

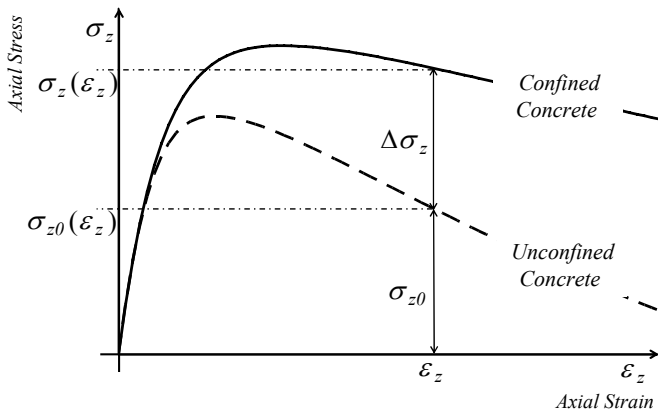


Figura 5. Incremento di resistenza dovuto al confinamento

A partire dalle ipotesi dette, il modello descrive lo stato tensionale delle armature e del nucleo confinato, evidenziando che l'incremento di tensione assiale dovuto al confinamento $\Delta\sigma_z(\varepsilon_z)$ è uniforme nella sezione e vale:

$$\Delta\sigma_z = 2\nu B l^2 \quad (6)$$

dove:

$$B = \frac{18 E_c E_s A_s \nu [S E_c l^3 + 105 E_s I_s (\nu + 1)] \cdot \varepsilon_z}{l^2 \{25 S^2 E_c^2 l^4 + 6 S E_c E_s l \cdot C' - 1890 E_s^2 I_s A_s (\nu^2 - 1)\}} \quad (7)$$

$$C' = 315 I_s (\nu + 1) + 2 l^2 A_s (2\nu + 5)$$

Lo stato triassiale di confinamento è completamente descritto in coordinate polari da pressioni radiali e tensioni tangenziali (Figura 6).

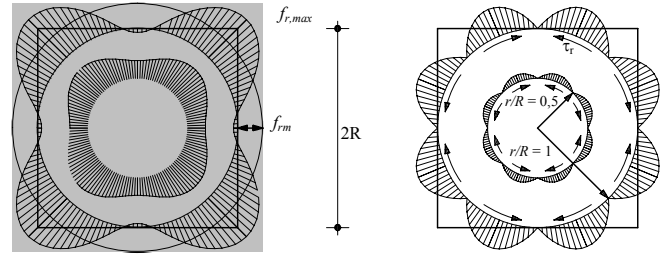


Figura 6. Pressioni radiali e tangenziali all'interno della sezione

Un parametro di particolare interesse applicativo è la pressione radiale media; essa infatti è indipendente dal raggio della circonferenza inscritta alla sezione ed è rappresentativa dello stato di confinamento globale del nucleo confinato, in funzione della deformazione assiale. Si ha, infatti, che:

$$f_{rm} = -B l^2 \quad (8)$$

da cui, sostituendo nella (6), si ha:

$$\Delta\sigma_z(f_r, \tau_{nm}) = \Delta\sigma_z = -2\nu f_{rm} = \Delta\sigma_z(f_{rm}) \quad (9)$$

Le tensioni tangenziali, a differenza della pressione radiale media, variano con il raggio della circonferenza interna considerata (Figura 6).

Dalla relazione (9) si deduce che la sola pressione di confinamento media produce, su tutti i cilindri interni alla colonna con sezione quadrata, gli stessi effetti dello stato di confinamento triassiale completo. Essa può dunque essere definita come *pressione di confinamento equivalente* f_{rm-eq} .

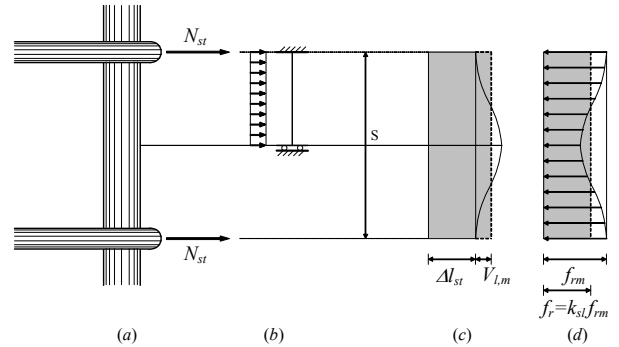


Figura 7. Pressioni di confinamento lungo l'elemento

Il modello analitico tiene conto anche del confinamento esercitato lungo l'elemento dalle armature longitudinali. Pertanto, alla pressione di confinamento calcolata nell'ipotesi di pressioni uniformemente distribuite lungo l'elemento, si applica il coefficiente riduttivo:

$$k_{sl} = \frac{45 \xi_l^3}{45 \xi_l^3 + \beta \xi_{st}} \quad (10)$$

$$\text{con } \xi_l = \frac{\phi_{lon}}{S}; \quad \beta = \frac{\phi_{st}}{\phi_{lon}}; \quad \xi_{st} = \frac{\phi_{st}}{l}.$$

Quando la rigidezza flessionale delle barre longitudinali diviene trascurabile, cioè per valori bassi del rapporto ξ_l , le pressioni di confinamento si distribuiscono lungo l'elemento unicamente grazie

all'effetto arco che si sviluppa tra due staffe consecutive. Si pone quindi la limitazione: $k_{sl} \geq k_c$, essendo k_c il coefficiente riduttivo delle pressioni di confinamento proposto da *Sheikh e Uzumeri* nel 1980 ed espresso dalla relazione:

$$k_c = \left(1 - \frac{S}{4l_{st}}\right)^2 \quad (11)$$

In definitiva, la pressione di confinamento efficace a cui è sottoposta una colonna confinata da staffe quadrate è data dall'espressione:

$$f_r = k_{sl} f_{rm} \quad (12)$$

Utilizzando la formulazione analitica delle pressioni di confinamento ottenute per la sezione quadrata e/o circolare con singola staffa (configurazione S1 e/o C), è possibile ricavare le pressioni esercitate anche dalle altre configurazioni di armature trasversali ed eventuali rinforzi esterni applicando il principio di sovrapposizione degli effetti (figure 8 e 9).

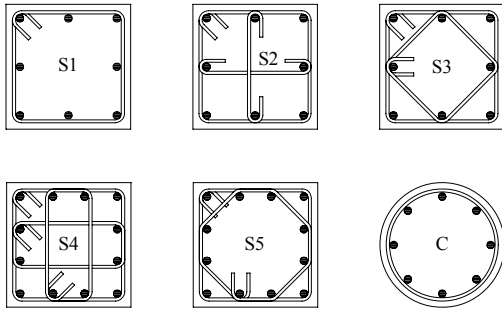


Figura 8. Tipologie di armatura trasversale in acciaio

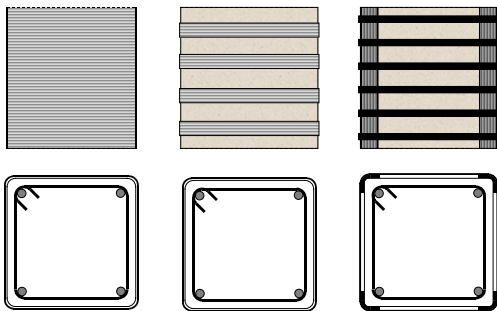


Figura 9. Tipologie di rinforzi esterni

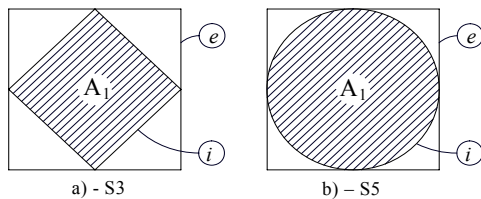


Figura 10. Sezioni tipo S3 ed S5

Per sezioni confinate con staffe interne ed esterne (tipologia S3, S5) la pressione di confinamento sulla sezione è pari a (Figura 10):

$$f_r = \frac{A_i}{A_e} f_{ri} + f_{re}$$

Per la sezione S4 (Figura 11), invece, si ottiene:

$$(a) \quad f_r = \left(1 + \frac{b}{L}\right) f_{r1} + \frac{b}{L} f_{r2} \quad (13)$$

$$(b) \quad f_r = f_{rL} + \frac{2b}{L} f_{r2} \quad (14)$$

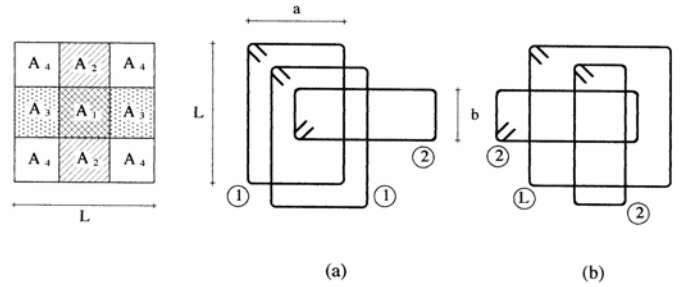


Figura 11. Tipologia S4

Nelle figure 12 e 13 è rappresentato un esempio applicativo per una sezione confinata con sole armature trasversali (configurazione S3) e con aggiunta di una fasciatura in FRP. Oltre alle diverse relazioni $\sigma-\varepsilon$ sono rappresentati anche gli andamenti delle pressioni di confinamento globali e relative ai singoli dispositivi di confinamento.

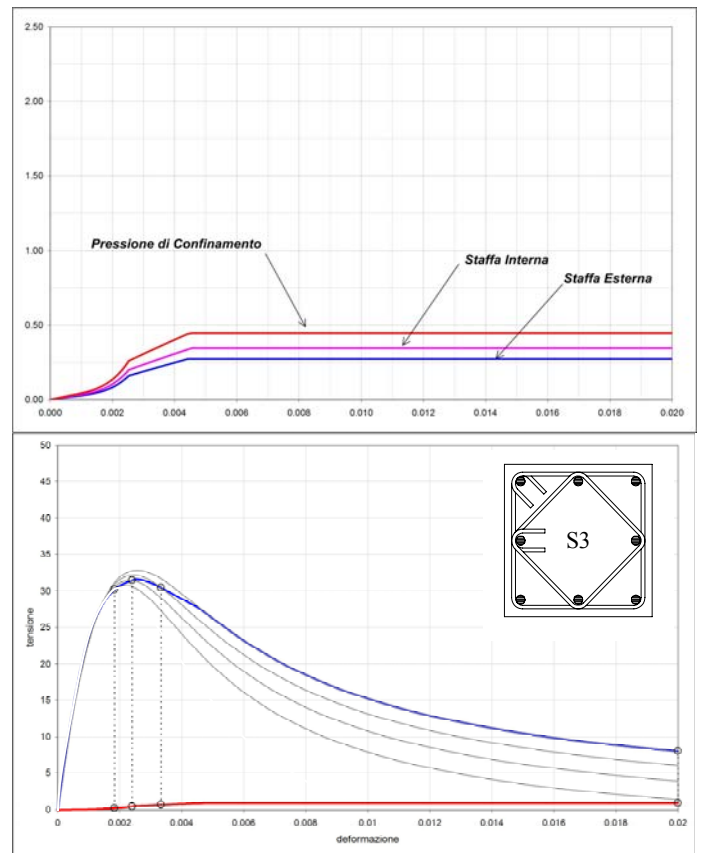


Figura 12. Pressioni di confinamento e legami $\sigma-\varepsilon$ del cls confinato per una sezione con sole armature trasversali.

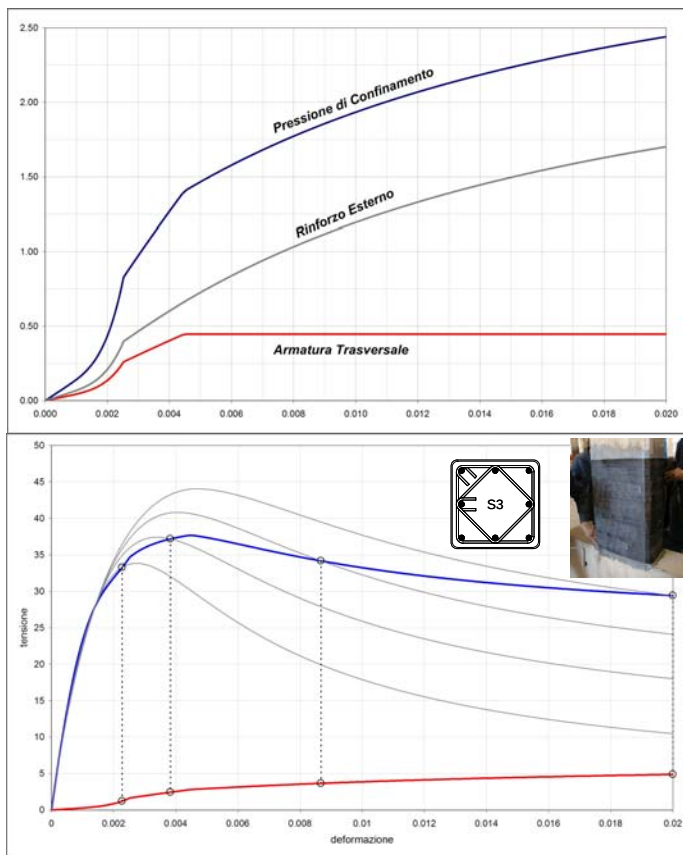


Figura 13. Pressioni di confinamento e legami σ - ε del cls confinato per una sezione con armature trasversali e fasciatura esterna in FRP.

Nel caso della sezione S3 la pressione di confinamento rimane costante a causa dello snervamento delle armature trasversali. Nel caso analizzato con fasciatura in FRP, invece, la pressione di confinamento cresce, anche oltre lo snervamento della staffa interna, fino alla rottura della fasciatura.

4 STUDIO DELLA SEZIONE CONFINATA

Lo studio della sezione presso-inflessa richiede, in generale, la conoscenza di due legami costitutivi diversi: calcestruzzo non confinato per il copriferro; calcestruzzo confinato per il nucleo.

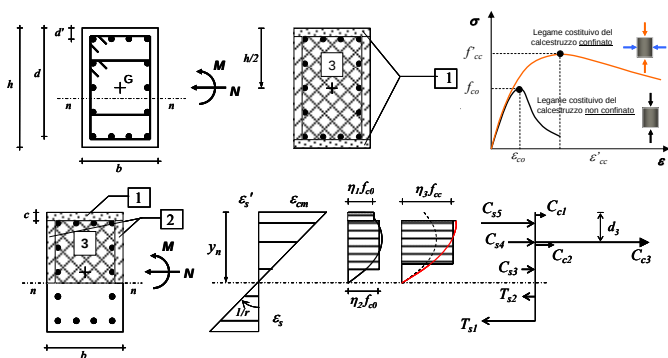


Figura 14. Sezione confinata: diagramma delle forze interne

Per un dato stato limite, il dominio di interazione M-N della sezione si ottiene ruotando il profilo di deformazione intorno alle deformazioni limite dell'acciaio e del cls. In Figura 14 sono rappresentati

i campi di deformazione ed il corrispondente dominio allo SLU, così come definito nell'EC2.

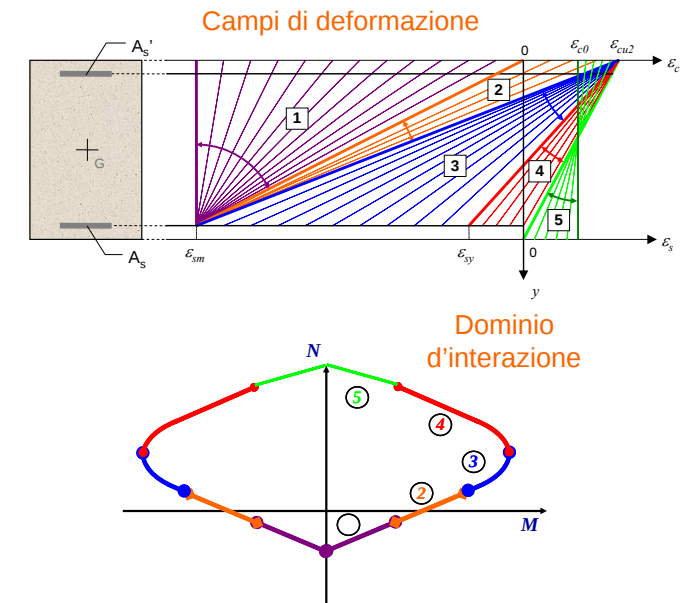


Figura 15. Campi di deformazione e dominio d'interazione

In generale, le deformazioni massime da considerare sono funzione dei requisiti richiesti allo stato limite in esame. Per lo Stato Limite Ultimo l'ACI 318 e le NZS 3101 (2005) pongono $\varepsilon_{cm} = 3\text{‰}$. L'EC2 e il D.M. 14/09/2005, invece, pongono $\varepsilon_{cm} = 3,5\text{‰}$. A tal proposito va ricordato che diverse sperimentazioni mostrano che per calcestruzzi con basso livello di confinamento la resistenza massima della sezione si verifica in corrispondenza di una deformazione ε_{cm} compresa tra 2,5‰ e 4,5‰ (Park e Paulay, 1975).

L'influenza della deformazione massima sulla resistenza della sezione è stata indagata analizzando alcuni casi studio ed utilizzando il software *Response2000*. La procedura da esso utilizzata non pone alcuna limitazione alle deformazioni massime dei materiali e ricerca, per ogni valore di N, il profilo di deformazione a cui corrisponde la massima resistenza flessionale. Le analisi sono state effettuate riferendosi ad una sezione quadrata di lato 500 mm ed utilizzando quattro diversi legami σ - ε per il calcestruzzo, ottenuti a partire da un legame non confinato con $f_{cd}=30$ MPa con diversi livelli di confinamento (Figura 16).

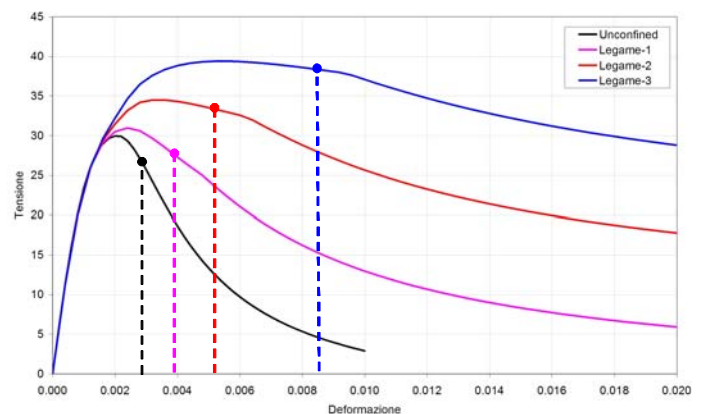


Figura 16. Legami σ - ε considerati nelle analisi

Sono stati considerati, inoltre, tre quantitativi differenti di armatura longitudinale (dal minimo al massimo secondo le prescrizioni dell'EC8).

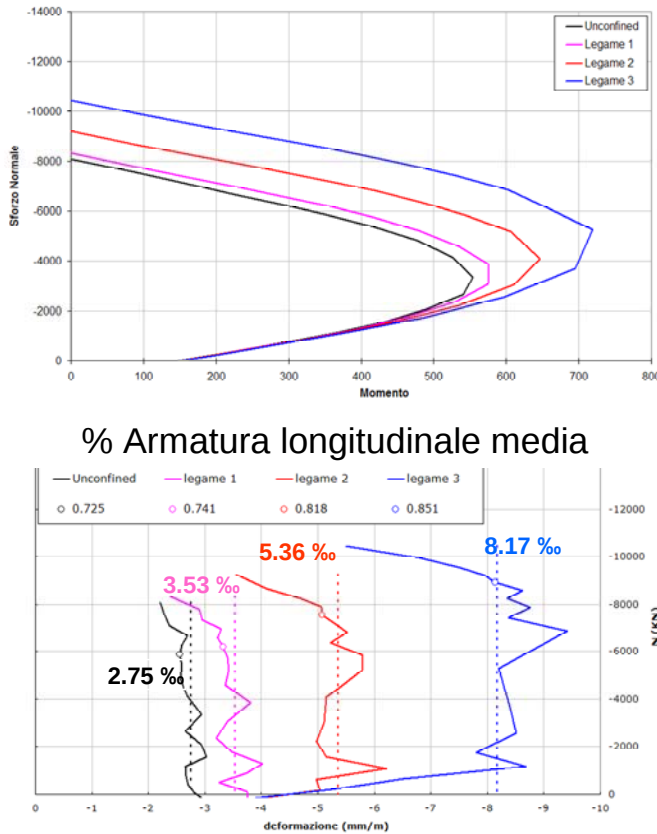


Figura 17. Domini di resistenza della sezione per differenti legami costitutivi del calcestruzzo (quantitativo medio di armatura longitudinale).

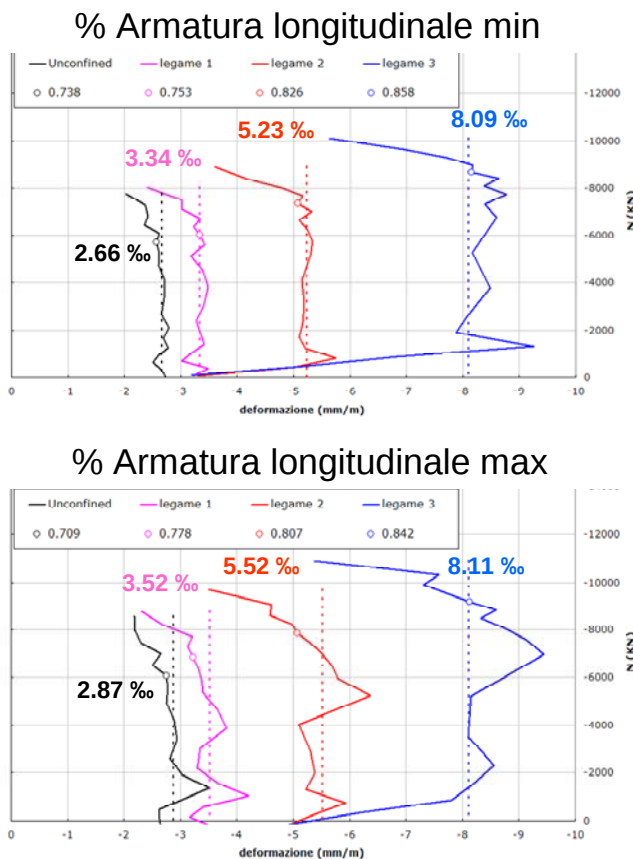


Figura 18. Deformazione massima ϵ_{cm} del calcestruzzo compresso per differenti legami costitutivi del calcestruzzo (Quantitativo minimo e massimo di armatura longitudinale)

In Figura 17 sono rappresentati, per la sezione con percentuale di armatura longitudinale media, i domini di resistenza relativi ai quattro diversi legami considerati. Per ognuno dei quattro domini è riportata anche, in funzione della forza assiale N , la deformazione massima ϵ_{cm} del calcestruzzo. In Figura 18 sono riportate le deformazioni massime ϵ_{cm} per la medesima sezione con quantitativo minimo e massimo di armatura longitudinale.

Lo studio preliminare effettuato, mostra, in ogni singolo caso, che:

- la deformazione massima del cls ϵ_{cm} corrispondente alla massima resistenza della sezione è circa costante in un ampio intervallo della forza assiale;
- ϵ_{cm} cresce al crescere del confinamento agente sulla sezione e risulta pressoché indipendente dalla percentuale di armatura longitudinale.

Nel caso del calcestruzzo non confinato, inoltre, la deformazione massima è prossima ai valori di deformazione massima assunta allo SLU dalle principali normative.

È possibile dunque costruire, per qualunque legame costitutivo, il dominio di resistenza in maniera “convenzionale”, stabilendo opportunamente la deformazione limite ϵ_{cm} del calcestruzzo. A titolo di esempio, nelle figure seguenti sono rappresentati i domini di resistenza della sezione con percentuale media di armatura longitudinale, determinati per diversi valori della deformazione limite del calcestruzzo, a seconda del tipo di legame costitutivo.

Per ogni tipo di legame del calcestruzzo le curve d'interazione riportate nelle figure seguenti sono state ricavate per diversi valori del rapporto:

$$\gamma = f_{cm} / f_{cc}$$

dove f_{cc} è la tensione di picco ed f_{cm} è la tensione corrispondente alla deformazione massima ϵ_{cm} assunta. Il dominio di massima resistenza, definito imponendo i valori di deformazione precedentemente calcolati è ovviamente coincidente con quello del Response2000.

Si può osservare, invece, che la capacità della sezione tende a ridursi al crescere della deformazione massima assunta, in misura maggiore al crescere della forza assiale (figure 19, 20, 21 e 22).

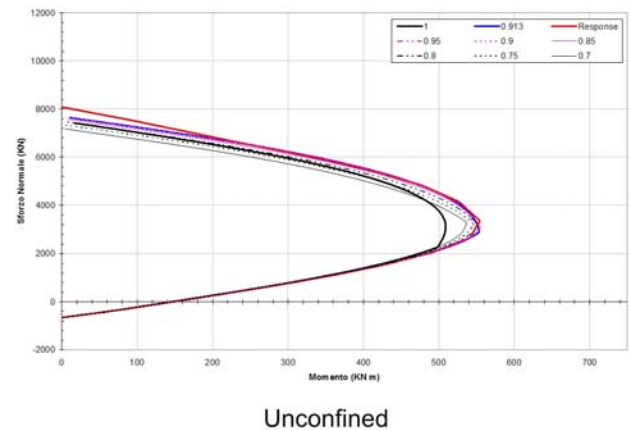
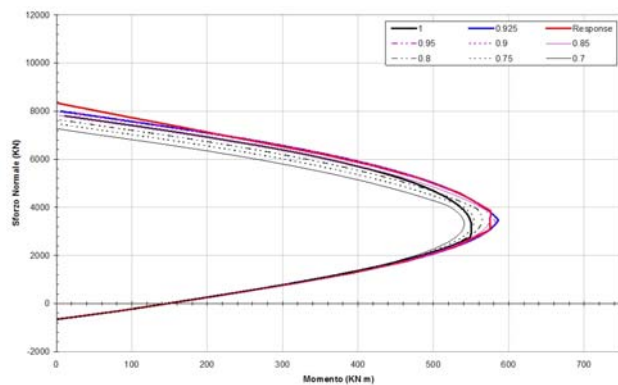
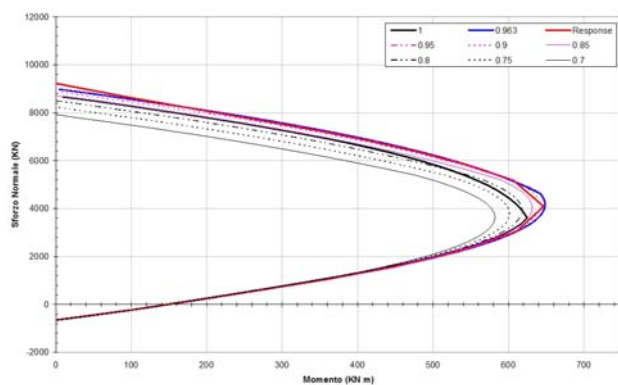


Figura 19. Domini d'interazione della sezione con calcestruzzo non confinato e con percentuale media di armatura longitudinale



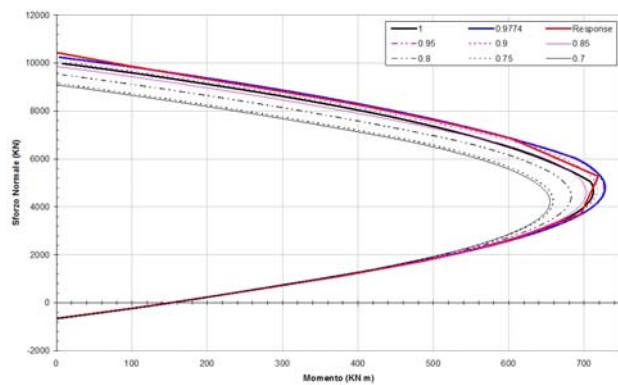
Legame - 1

Figura 20. Domini d'interazione della sezione con calcestruzzo confinato (basso confinamento) e con percentuale media di armatura longitudinale



Legame - 2

Figura 21. Domini d'interazione della sezione con calcestruzzo confinato (medio confinamento) e con percentuale media di armatura longitudinale



Legame - 3

Figura 22. Domini d'interazione della sezione con calcestruzzo confinato (alto confinamento) e con percentuale media di armatura longitudinale

In tutti i casi analizzati la massima resistenza della sezione si verifica per valori di ε_{cm} maggiori di 0,003 o 0,0035 (quest'ultime rappresentano le limitazioni poste per il cls compresso dalle principali normative allo SLU). Tali valori, invece, sono in buon accordo con le deformazioni fornite dalle analisi nel caso di calcestruzzo non confinato.

Di seguito vengono riportati i valori dei coefficienti α e β degli stress-block per i casi analizzati al variare del parametro γ .

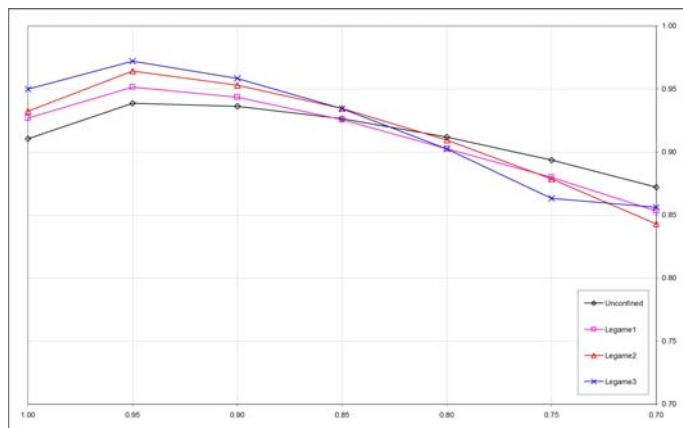


Figura 23. Parametri α e β degli stress-block ricavati per i casi analizzati

5 UN PRIMO APPROCCIO ALLA FORMULAZIONE DELLE EQUAZIONI DI PROGETTO/VERIFICA DEGLI STRESS-BLOCK

Come precedentemente riportato, le principali normative internazionali consentono di utilizzare qualsiasi legame σ - ε per il calcestruzzo compresso. In linea di principio, dunque, esse consentono di portare in conto gli effetti del confinamento. Ma in tal caso non forniscono i valori dei parametri per gli stress-block e le deformazioni massime da assumere per il cls in funzione dello stato limite considerato.

Le principali normative internazionali utilizzano la percentuale volumetrica di armatura trasversale ρ come unico parametro rappresentativo del livello di confinamento della sezione.

In realtà, anche a parità di quantitativo volumetrico ρ , lo stato di confinamento varia in funzione della configurazione di armatura trasversale. Ciò è chiaramente rappresentato in Figura 24, in cui si possono notare i differenti legami σ - ε relativi alle diverse tipologie di staffe e ad un unico valore di ρ ; ciò implica evidentemente un differente passo delle staffe tra i vari casi.

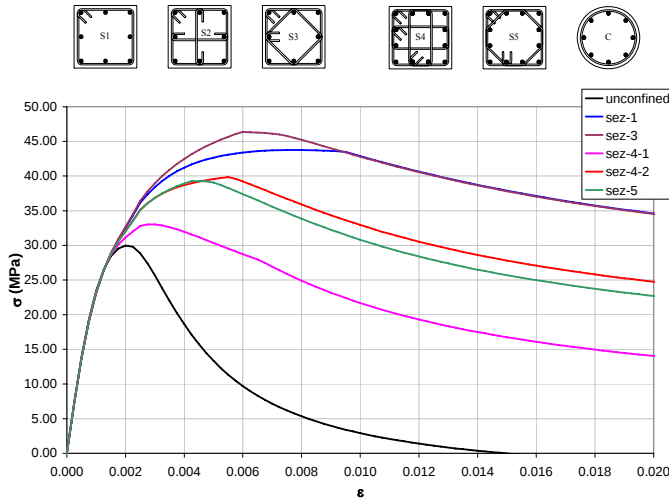


Figura 24. Legame σ - ε del cls confinato per $\rho=0.02$, $L_{staffa}=500$ mm, $\phi_L=12$ mm, $\phi_{staffa}=8$ mm, $f_{c0}=30$ MPa, $f_y=430$ MPa

Al fine di pervenire ad una prima formulazione delle equazioni di progetto per gli stress-block del calcestruzzo confinato, i parametri α e β sono stati calcolati mediante analisi parametriche al variare della resistenza f_{c0} del calcestruzzo non confinato, del lato staffa L , del passo staffa s , della deformazione ultima ε_{cm} del calcestruzzo mediante il parametro γ .

I risultati si riferiscono a sezioni con lato 300 mm, 500 mm e 700 mm e con f_{c0} pari a 20, 30 e 40 MPa. I parametri α e β sono rappresentati in funzione del passo staffe s e del rapporto γ .

Vengono riportati di seguito i principali risultati numerici, finalizzati all'individuazione dei parametri maggiormente rappresentativi.

5.1 Parametro α

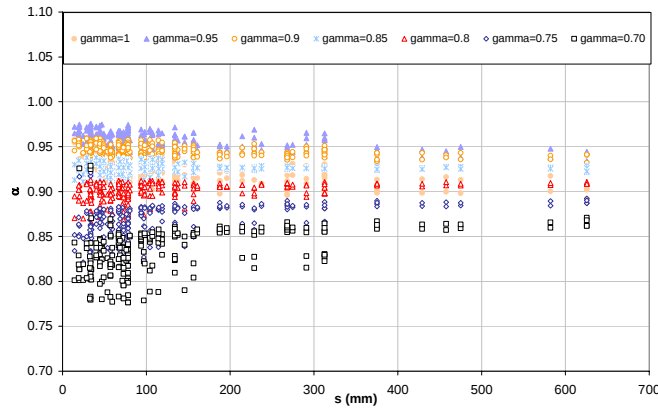


Figura 25. Parametro α in funzione del passo staffe per diversi valori del rapporto γ .

In Figura 25 sono rappresentati i valori di α relativi a tutti i casi analizzati (diverse resistenze e diverse dimensioni della sezione). Si può osservare come, a parità di deformazione massima, espressa attraverso il rapporto γ , le nuvole di punti mostrano una dispersione ridotta attorno al proprio valor medio, a meno dei valori di γ minori di 0,75.

In Figura 26 è riportato l'andamento del parametro α in funzione di γ (valore medio, minimo e massimo).

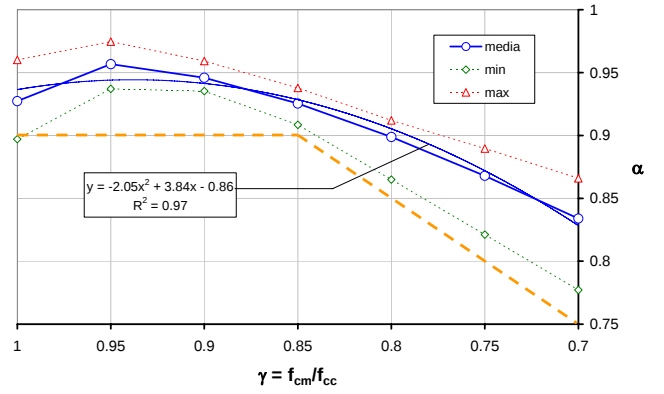


Figura 26. Parametro α in funzione del rapporto γ .

In base ai risultati ottenuti, un'espressione cautelativa di α potrebbe essere del tipo:

$$\alpha = 0,05 + \gamma \leq 0,9 \quad (15)$$

L'altezza αf_{cc} dello stress-block può scriversi in funzione della resistenza cilindrica f'_c dei provini, mediante la relazione:

$$f_{cc-SB} = \alpha f_{cc} = \alpha \cdot k_s \cdot f_{c0} = \alpha \cdot k_s \cdot k_c \cdot f'_c \quad (16)$$

in cui

$$k_s = f_{cc}/f_{c0}$$

$$k_c = f_{c0}/f'_c$$

f_{c0} è la resistenza del calcestruzzo non confinato.

Da un punto di vista operativo è utile riferirsi direttamente alla resistenza cilindrica; occorre pertanto tener conto della relazione che intercorre tra la resistenza a compressione del campione cilindrico e quella dell'elemento strutturale. Per lo SLU *Sheik e Yeh (1990)* hanno fornito per la seguente relazione per k_c :

$$\begin{aligned} k_c &= 0,85 \quad \text{per } N = N_0 \\ k_c &= 1 \quad \text{per } N \leq N_b \end{aligned} \quad (17)$$

con interpolazione lineare per i casi intermedi ($N_b \leq N \leq N_0$), dove: N_0 è lo sforzo normale centrato; N_b è lo sforzo normale in condizioni bilanciate.

Per $N=N_0$ si ha che $\alpha = 1$ mentre, come mostrato dai risultati ottenuti, per $\gamma = 0,9 \div 0,95$ (corrispondente al dominio di massima resistenza della sezione) α assume valori prossimi a 0,9. Si ha quindi:

$$\begin{aligned} \alpha_{SLU}^* &= \alpha \cdot k_c = 0,85 \quad \text{per } N = N_0 \\ \alpha_{SLU}^* &= \alpha \cdot k_c = 0,9 \quad \text{per } N \leq N_b \end{aligned} \quad (18)$$

Appare pertanto ragionevole, assumere, per lo SLU, un unico valore per αk_c pari a 0,85, in linea con le principali normative internazionali.

In generale, per i diversi stati limite, l'altezza dello stress block αf_{cc} potrebbe assumersi pari a:

$$f_{cc-SB} = \alpha f_{cc} = \alpha^* \cdot k_s \cdot f'_c \quad (19)$$

con

$$\alpha^* = 0,05 + \gamma \leq 0,85 \quad (20)$$

5.2 Parametro β

Nelle figure seguenti sono rappresentati i principali risultati relativi al parametro β .

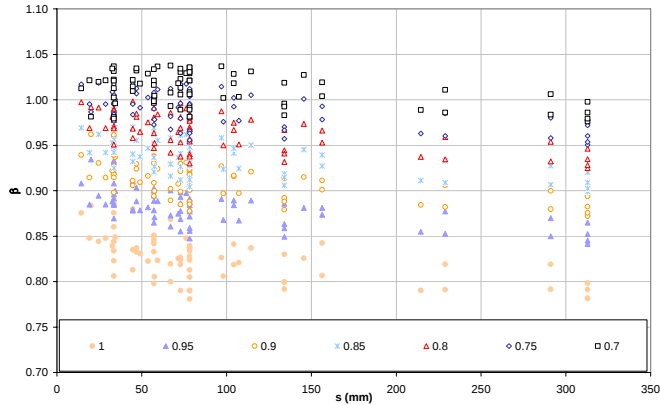


Figura 27. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori del rapporto γ ($f_{c0} = 20$ MPa).

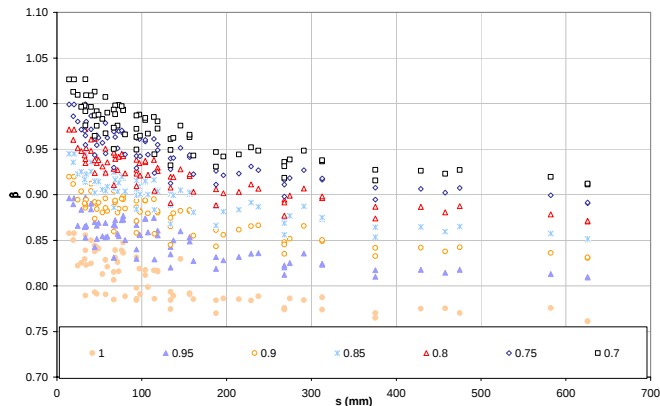


Figura 28. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori del rapporto γ ($f_{c0} = 30$ MPa).

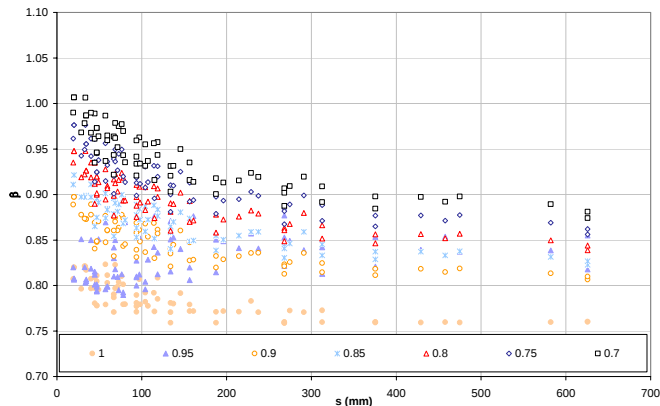


Figura 29. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori del rapporto γ ($f_{c0} = 40$ MPa).

Il parametro β è poco sensibile alle dimensioni del lato della staffa. Dalle figure 27, 28 e 29 si evince che, a parità di γ , β è ben rappresentato dal passo staffe e dalla resistenza del calcestruzzo.

Nelle figure 30, 31 e 32 è rappresentata, per alcuni valori di γ e della resistenza del calcestruzzo, la variabilità di β con il passo delle staffe.

Le figure 33, 34 e 35 riportano invece i valori di β ricavati in funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato, per alcuni valori del rapporto γ .

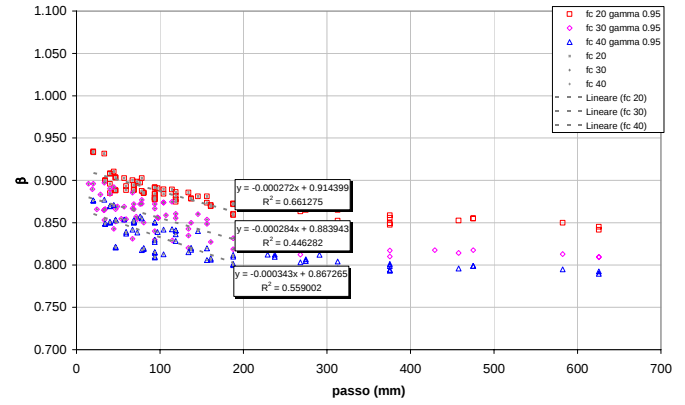


Figura 30. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori della resistenza f_{c0} ($\gamma = 0,95$).

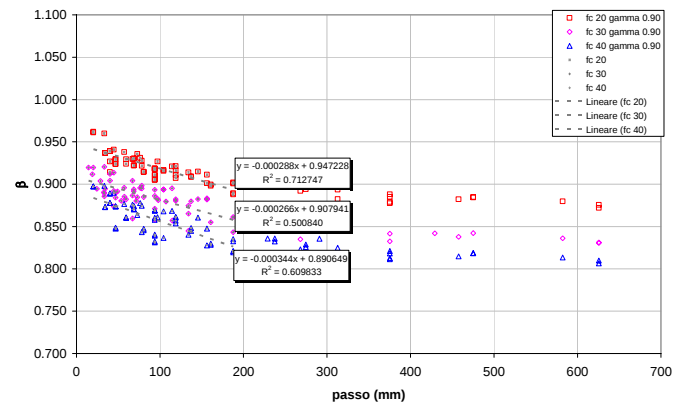


Figura 31. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori della resistenza f_{c0} ($\gamma = 0,9$).

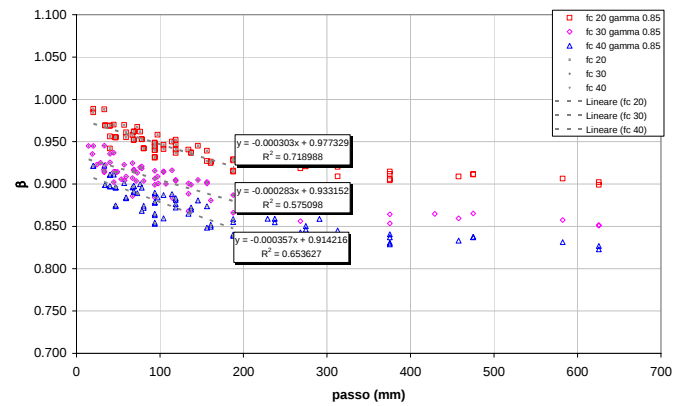


Figura 32. Parametro β in funzione del passo staffe per diversi valori della resistenza f_{c0} ($\gamma = 0,85$).

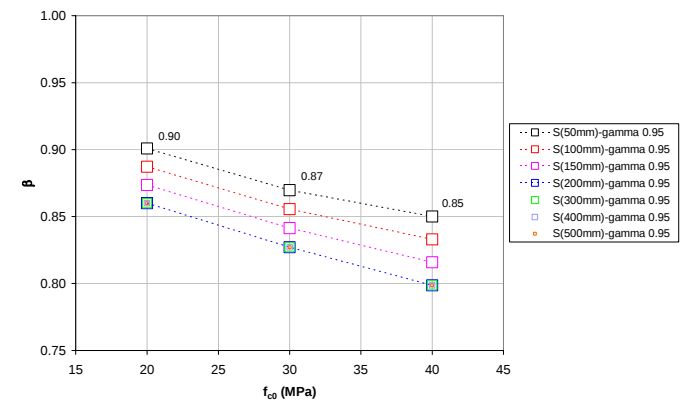


Figura 33. Parametro β in funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato ($\gamma=0,95$; $s = 50 \div 500$ mm)

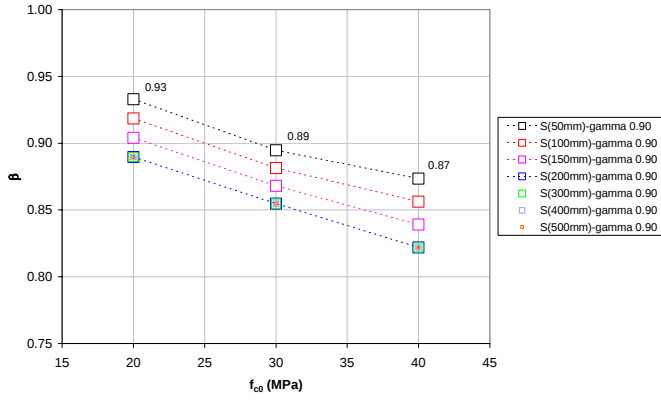


Figura 34. Parametro β in funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato ($\gamma=0.9$; $s = 50 \div 500$ mm)

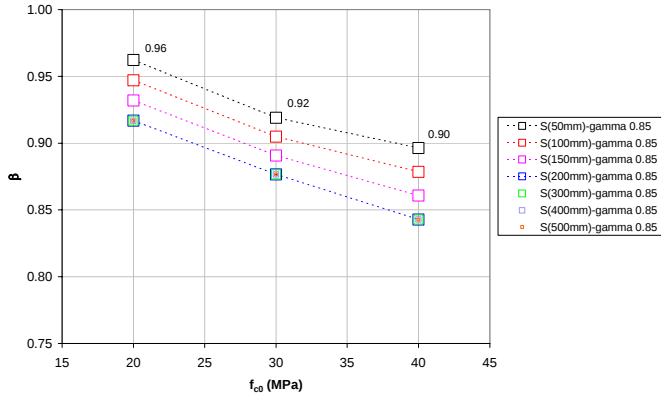


Figura 35. Parametro β in funzione della resistenza del calcestruzzo non confinato ($\gamma=0.85$; $s = 50 \div 500$ mm)

In base ai risultati ottenuti, il parametro β può essere descritto da una relazione del tipo:

$$\beta = a(\gamma) + b(\gamma) \cdot s + c(\gamma) \cdot f_{c0} \quad (21)$$

dove i coefficienti a , b e c , ricavati dalle regressioni sui risultati delle analisi parametriche, valgono:

$$a = -0.66 \cdot \gamma + 1.59$$

$$b = -0.0035 \cdot \gamma^2 + 0.0062 \cdot \gamma - 0.003$$

$$c = 0.028 \cdot \gamma^2 - 0.0043 \cdot \gamma + 0.013$$

5.3 Resistenza di picco (parametro k_s)

Le analisi effettuate mostrano che la resistenza di picco del calcestruzzo confinato f_{cc} è ben rappresentata dalla percentuale volumetrica di armatura trasversale ρ , come rappresentato nelle figure 36, 37, 38 e 39.

Si osserva che per ciascuna tipologia di sezione la resistenza di picco non varia con s , bensì assume un andamento lineare con ρ ed è indipendente dalla resistenza del calcestruzzo non confinato f_{c0} , eccetto per la tipologia S5.

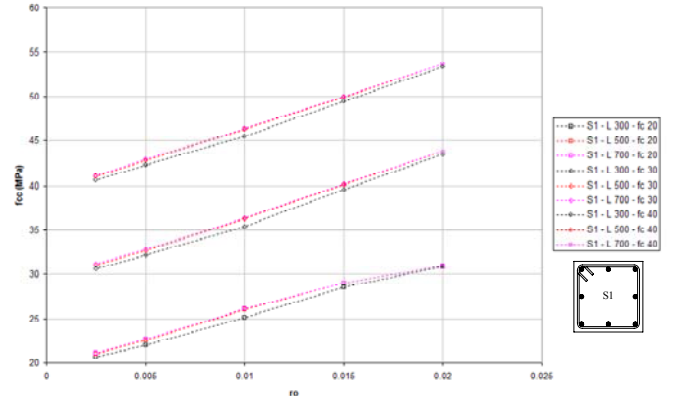


Figura 36. Resistenza di picco f_{cc} in funzione di ρ (funzione di ρ (configurazione armature trasversali tipo S1))

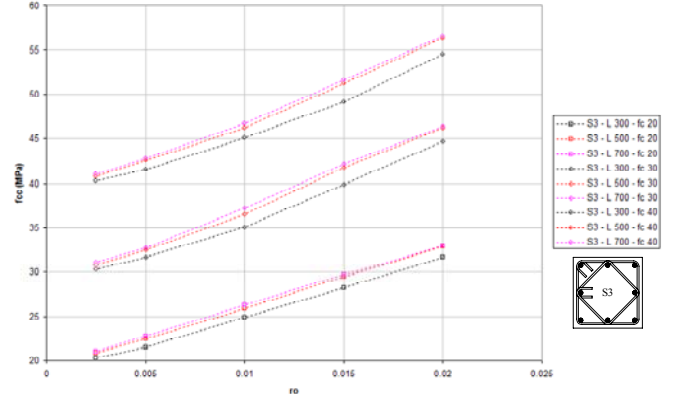


Figura 37. Resistenza di picco f_{cc} in funzione di ρ (configurazione armature trasversali tipo S3)

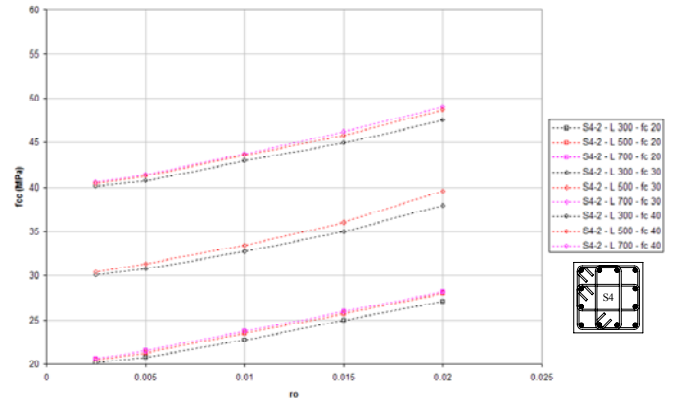


Figura 38. Resistenza di picco f_{cc} in funzione di ρ (configurazione armature trasversali tipo S3)

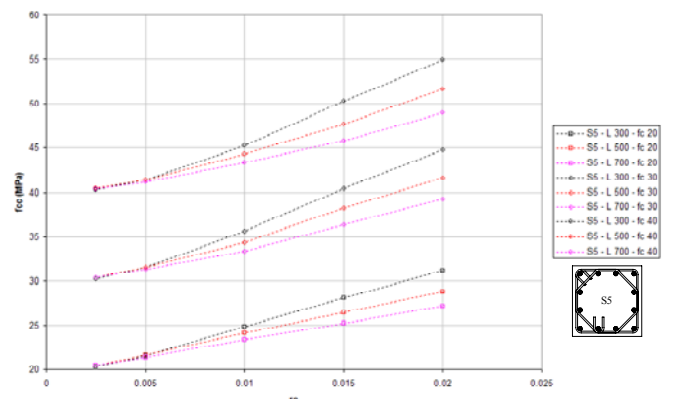


Figura 39. Resistenza di picco f_{cc} in funzione di ρ (configurazione armature trasversali tipo S5)

Alla luce dei risultati ottenuti si può ipotizzare, per il rapporto $k_s = f_{cc}/f_{c0}$, una relazione del tipo:

$$k_s = \frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + (\rho - \rho_0) \cdot \xi_S(f_{c0}) \quad (22)$$

$$\rho_0 = 0,0025$$

$$\begin{aligned} \xi_{S1} &= -11,79 \cdot \frac{f_{c0}}{20} + 43,19 \\ \xi_{S3} &= -12,93 \cdot \frac{f_{c0}}{20} + 48,78 \\ \xi_{S4-1} &= -2,67 \cdot \frac{f_{c0}}{20} + 10,56 \\ \xi_{S4-2} &= -10 \cdot \frac{f_{c0}}{20} + 32,07 \end{aligned} \quad (23)$$

Per la sezione di tipo S5 la tensione di picco è influenzata, oltre che dalla percentuale di armatura trasversale, anche dal lato della staffa. Si ha pertanto:

$$\xi_{S5} = -8,5 \cdot \frac{f_{c0}}{20} + b(L) \quad (24)$$

con:

$$b(L) = -11 \cdot \frac{L}{300} + 53,56 \quad (25)$$

Nelle espressioni precedenti f_{c0} è espresso in MPa ed L in mm.

6 CONCLUSIONI

E' stato studiato il comportamento delle sezioni pressoinflesse in c.a. in funzione del legame costitutivo del calcestruzzo e dei limiti assunti sulle deformazioni. In particolare, utilizzando il modello analitico Braga, Gigliotti, Laterza è stato affrontato il problema della progettazione della sezione in c.a., quando, nelle ipotesi classiche di conservazione delle sezioni piane e di perfetta aderenza, si voglia tener conto anche degli effetti del confinamento, esercitato dalle armature trasversali e longitudinali e da eventuali rinforzi esterni.

Le analisi svolte sul comportamento delle sezioni pressoinflesse evidenziano l'importanza della deformazione massima del calcestruzzo compresso da utilizzare nella costruzione dei domini di resistenza. Essa dipende sia dalla resistenza del calcestruzzo, sia dall'efficacia del confinamento. Si evince inoltre che il solo parametro "percentuale volumetrica di armatura trasversale" non è sufficiente a descrivere in modo univoco lo stato di confinamento di una sezione.

In funzione dei limiti assegnati alla deformazione massima del calcestruzzo è possibile verificare la capacità della sezione per diversi stati limite, in particolare per lo SLU e lo SLCO.

Ad esempio, è possibile assumere come deformazione limite del calcestruzzo la deformazione che garantisce l'integrità del copriferro; oppure, riferen-

dosi alla situazione di copriferro già espulso, si può analizzare lo stato limite di collasso del nucleo racchiuso dalla staffa esterna, adottando come deformazione limite la deformazione ultima del calcestruzzo confinato.

I risultati raggiunti nel presente lavoro costituiscono un primo approccio allo studio delle equazioni di progetto/verifica per gli stress-block del calcestruzzo confinato. Le relazioni analitiche dedotte, relative ad un numero limitato di casi, hanno caratteristiche di semplicità che le rendono utilizzabili nella pratica progettuale.

Le equazioni degli stress-block potranno essere generalizzate ed eventualmente semplificate attraverso estese analisi parametriche. Tali analisi dovranno considerare la resistenza dei materiali, la deformazione massima del calcestruzzo compresso, la geometria della sezione, le caratteristiche tipologiche e geometriche delle armature di confinamento (barre longitudinali e armatura trasversale) e degli eventuali rinforzi esterni.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'ing. Michele Auricchio per le elaborazioni eseguite durante lo svolgimento della propria tesi di laurea.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Braga F., Gigliotti R. e Laterza M., 2006. *Analytical stress strain relationship for concrete confined by steel stirrups and/or FRP jackets*. Journal of Structural Engineering ASCE. Vol. 132, No. 9, pp. 1402-1416.
- ACI Committee 318. 2005. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Eurocode 2. 2002. *Design of Concrete Structures*. ENV 1992-1-1, CEN.
- NZS 3101:1995, Part1 and Part2. *Concrete Structures Standard-The Design of Concrete Structures*. Standards Association of New Zealand. Wellington
- AASHTO-LRFD Bridge Design Specification. *Third edition including 2005 and 2006 interim revisions*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, 2004.
- Design of Concrete Structures. CSA A23.3 1994 e CSA S6 2001. *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, 1994.
- Norwegian Standard for design of Concrete Structures. *The norwegian council for building standardisation*. Oslo, Norway, 1995
- CEB-FIB. Model code 1990. *Thomas Telford Service Ltd., London for comitue Euro-International du Bueton*, Lausanne, 1993.
- Decreto Ministeriale 14 settembre 2005. *Norme tecniche per le costruzioni*.
- Park R. and Paulay T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley, New York, 1975.
- Response-2000. *Reinforced Concrete Sectional Analysis (ver. 1.0.5)*. Evan C. Bentz and Michael P. Collins. University of Toronto.