Progetto-verifica delle armature di confinamento negli elementi strutturali in c.a.

F. Braga, R. Gigliotti, M. Laterza
Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia Applicata all'Ingegneria. Università degli Studi della Basilicata, Potenza, Italy

SOMMARIO: Il confinamento del calcestruzzo è stato affrontato su base totalmente analitica. La teoria consente di descrivere la distribuzione delle tensioni lungo le armature longitudinali, trasversali ed all'interno del nucleo confinato. Essa rispetta sia l'equilibrio delle forze che la congruenza delle deformazioni tra staffe e nucleo di calcestruzzo. Il modello analitico che ne deriva è basato sui parametri: resistenza del calcestruzzo, diametro e distribuzione delle armature longitudinali, diametro, passo e configurazione delle armature trasversali, legame costitutivo dell'acciaio. Nell'articolo viene presentata un'analisi parametrica basata sulla geometria e sulle proprietà dei materiali, finalizzata alla scelta dei materiali e delle disposizioni di armatura che forniscono un maggiore confinamento ed un comportamento duttile delle sezioni. Il metodo di analisi proposto tende ad una progettazione dei dettagli costruttivi basata non solo su dati empirici, ma anche su un approccio analitico. La capacità del modello proposto di descrivere analiticamente l'interazione tra il calcestruzzo e l'armatura di confinamento consente una buona predizione della duttilità di sezione.

ABSTRACT: The concrete confinement has been studied by the authors on analytical basis. Their theory concerns stress distribution along longitudinal and transversal reinforcement and within the confined core. It respects both the forces equilibrium and the strain compatibility between hoops and concrete core. An analytical model is obtained based on the following parameters: concrete strength, longitudinal reinforcement diameter and distribution, transverse reinforcement diameter, spacing and shape, constitutive law of transverse steel. A parametric analysis, based on geometry and material properties, has been performed in order to choose the most appropriate materials and reinforcement arrangement for confinement and ductile behaviour of sections. The proposed method of analysis aim at designing building details, based not only on empirical data but also on analytic approach. The capability of the proposed model to describe analytically concrete-steel interaction allows a good prediction of section ductility.

1 INTRODUZIONE

Il progetto di una struttura antisismica deve garantire un'adeguata capacità di dissipare energia senza una sostanziale riduzione di resistenza complessiva alle azioni orizzontali e verticali.

Le normative sismiche moderne consentono di ridurre le azioni di progetto in funzione delle caratteristiche di duttilità complessive della struttura. Una tale assunzione richiede, ovviamente, una metodologia di progettazione ad essa coerente, tesa ad assicurare che la struttura sia realmente in grado di fornire il livello di duttilità globale prescelto, descritto comunemente attraverso il cosiddetto "fattore di comportamento".

Il livello di duttilità richiesto ai singoli elementi strutturali dipende dai meccanismi di collasso che possono crearsi nella struttura; per questa ragione i metodi di progettazione tendono ad evitare il formarsi di meccanismi accompagnati da rotture fragili. In particolare, è

preferibile che la rottura sia di tipo flessionale e non a taglio. I pilastri, a causa del livello elevato del carico assiale, sono capaci di fornire una duttilità di curvatura ridotta rispetto a quella delle travi. La curvatura ultima dei pilastri e la capacità di dissipare energia durante i cicli di carico e scarico tipici dell'azione sismica sono sensibilmente influenzate dalla presenza dell'armatura trasversale. Infatti, al crescere del carico assiale la rottura dipende sempre più dalle caratteristiche del calcestruzzo, il cui comportamento, in termini di resistenza e di duttilità è legato al livello di confinamento fornito dall'armatura trasversale.

Per questa ragione le normative più avanzate fanno dipendere le prescrizioni sull'armatura trasversale direttamente dalla duttilità di curvatura dell'elemento strutturale. Tali normative, fissati gli obiettivi di progetto, consentono di valutare il fattore di duttilità globale e, di conseguenza, il livello dell'azione di progetto. La duttilità globale prefissata è quindi assicurata imponendo prescrizioni sugli elementi strutturali.

Tali prescrizioni, peraltro, sono in significativo disaccordo per ciò che concerne la quantità minima di armatura di confinamento richiesta al variare degli altri parametri ritenuti significativi e cioè: livello del carico assiale, passo delle staffe, resistenza cilindrica del calcestruzzo, tensione di snervamento dell'acciaio, configurazione delle armature trasversali, numero e diametro delle barre longitudinali.

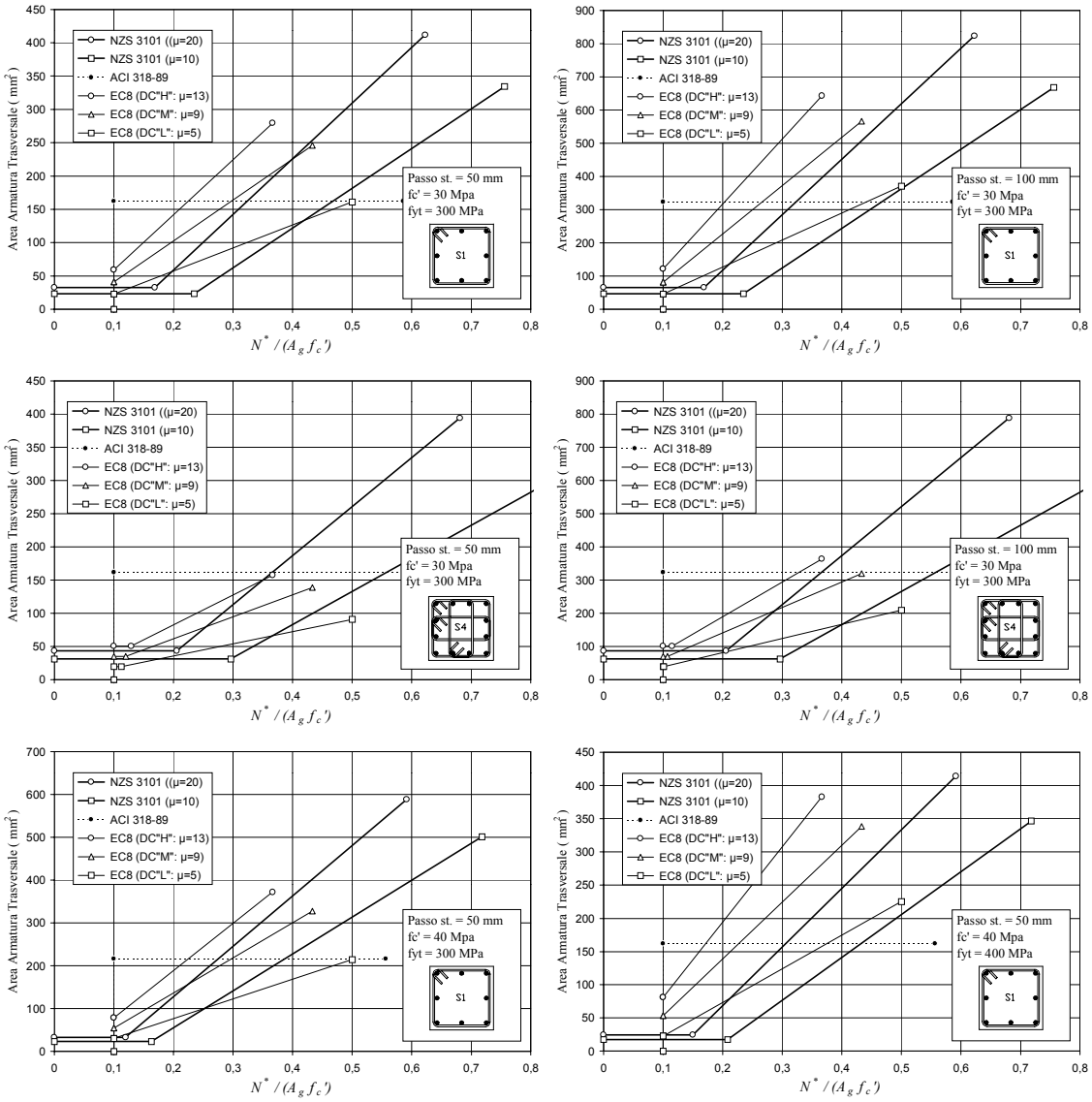


Figura 1. Prescizioni sull'armatura trasversale: NZS 3101, EC8, ACI 318.

A riprova di quanto affermato, in Figura 1 sono mostrati i quantitativi di armatura trasversale richiesti dalla normativa neozelandese 3101, dall'EC8 e dalla ACI 318. Per le prime due

normative, tali quantitativi sono espressi in funzione dei livelli di duttilità che si vuole attribuire agli elementi e del livello del carico assiale.

Per le comparazioni, si è fatto riferimento ad una sezione quadrata, di lato 400 mm, con disposizioni differenti dell'armatura trasversale, con staffe di diametro 8 mm e diametro dell'armatura longitudinale pari a 20 mm.

Le prescrizioni contenute nella normativa dell'American Concrete Institute ACI 318-89 costituiscono un utile riferimento storico. Questa normativa, a differenza delle prime due, non contiene indicazioni specifiche che leghino il quantitativo di armatura trasversale alla duttilità locale richiesta all'elemento ed al livello del carico assiale, facendo solo distinzione tra travi e pilastri, a seconda che il carico assiale adimensionalizzato sia minore o maggiore di 0,1.

Per quanto riguarda invece la NZS 3101 e l'EC8, confrontando la curva di duttilità 10 della NZS con quella di duttilità intermedia dell'EC8 (μ=9), si può osservare che quest'ultimo è decisamente più cautelativo. Si può osservare ancora che le differenze tra queste due normative si riducono passando dalla disposizione di tipo S1 a quella di tipo S4. Tali differenze si riducono anche al diminuire del passo delle staffe. Come è ovvio attendersi, il quantitativo di armatura trasversale richiesto cresce all'aumentare della resistenza cilindrica e si riduce all'aumentare della tensione di snervamento dell'acciaio. Si può dunque ribadire che le tre normative portano in conto la variabilità di tali fattori in maniera differente e che le ragioni di tali discordanze risiedono nella diversa metodologia seguita dalle normative per giungere alle prescrizioni.

In particolare, le prescrizioni della normativa neozelandese si basano su una serie di prove sperimentali ed analisi del comportamento di pilastri in cemento armato soggetti ad azioni sismiche, condotte in Nuova Zelanda dopo la pubblicazione della Normativa NZS 3101 (1982). Queste ricerche fornirono informazioni migliorate sulle caratteristiche tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato al variare del quantitativo e delle disposizioni di armatura di confinamento, e consentirono di correlare il fattore di duttilità di curvatura disponibile χ_u/χ all'entità delle tensioni di confinamento applicate da spirali o staffe trasversali. I diagrammi di progetto sono stati, invece, ricavati da studi teorici sul comportamento momento-curvatura ciclico delle sezioni, avvalendosi delle relazioni tensioni-deformazioni cicliche per il calcestruzzo confinato e non confinato, dovute a Mander et al. (Mander et al., 1988), che includono gli effetti di vari quantitativi e disposizioni dell'armatura trasversale di confinamento.

Nelle analisi, la curvatura ultima χ_u viene calcolata imponendo quattro cicli identici di momento flettente, di uguale ampiezza in ogni direzione, fino alla curvatura di picco. Si assume che la curvatura ultima disponibile venga raggiunta quando si raggiunge una delle seguenti condizioni limite:

a) il momento residuo è pari all'80% della massima resistenza flessionale teorica,
b) l'energia di deformazione accumulata nell'armatura di confinamento ha raggiunto la propria capacità energetica e l'acciaio trasversale si rompe,
c) la deformazione di trazione nell'acciaio dell'armatura longitudinale ha raggiunto quella corrispondente alla resistenza ultima per trazione,
d) la deformazione in compressione dell'acciaio dell'armatura longitudinale ha raggiunto quella per cui si verifica una instabilità inelastica (buckling).

Le osservazioni sperimentali mostrano che in genere governa una delle due condizioni limite (a) o (b). I diagrammi di progetto rappresentano graficamente la correlazione tra il carico assiale adimensionalizzato N*/(fc'Ag) ed il fattore di duttilità di curvatura χ_u/χ_y, per vari rapporti tra la tensione laterale di confinamento effettiva, f_l, e la resistenza a compressione del calcestruzzo f_l/f_c', e per differenti valori di $\rho_t m$, dove ρ_t esprime, sotto forma di rapporto, il quantitativo di armatura longitudinale ed $m = f_y / (0.85 f_c')$. La pressione laterale di confinamento dipende dal passo, dall'area e dalla tensione di snervamento delle barre trasversali.

Per quanto riguarda l'EC8, si mette in evidenza il fatto che le prescrizioni sui quantitativi di armatura trasversale nei pilastri dipendono, in maniera analoga a quanto visto per la normativa neozelandese, dal fattore di duttilità di curvatura convenzionale (CCDF). Tale fattore è definito dal rapporto tra curvatura ultima e curvatura di prima plasticizzazione, assumendo per la curvatura ultima il più piccolo tra i valori che essa può assumere per rottura del calcestruzzo o dell'acciaio. La curvatura della sezione corrispondente alla rottura del calcestruzzo si ottiene in base all'equilibrio delle forze interne, fissando la deformazione del lembo compresso al valore ultimo ε_{cu} fissata in corrispondenza dell'85% della tensione di picco. Analogamente la curvatura ultima per rottura dell'acciaio teso si ottiene fissando la deformazione del lembo teso al valore

caratteristico di allungamento dell'acciaio $\varepsilon_{su,k}$ letto in corrispondenza della tensione massima. L'Eurocodice 8 individua per le strutture e per gli elementi che le costituiscono tre classi di duttilità (alta "H", media "M" e bassa "L"). Il livello di duttilità delle strutture è definito dal fattore di comportamento q, mentre per i pilastri alle classi di duttilità H, M, L corrispondono i fattori di duttilità di curvatura minimi i cui valori sono, rispettivamente, 13, 9 e 5. Le prescrizioni sulle armature trasversali dovrebbero garantire per gli elementi i livelli di duttilità prefissati. Nonostante nell'EC8 non siano specificati i criteri attraverso cui si giunge a tali prescrizioni, si può osservare che la curvatura ultima è calcolata convenzionalmente basandosi sui legami costitutivi dei materiali, e non direttamente sui legami momento-curvatura come nella normativa neozelandese. Non si fa riferimento infine ad alcuna valutazione di tipo energetico.

Si puo affermare, pertanto, che l'approccio seguito dalle Norme NZS 3101-95 rappresenta, per la coerenza della metodologia, un riferimento per il progetto-verifica delle armature di confinamento. Resta da chiarire, al di là della correttezza dell'impostazione metodologica, la reale aderenza alla realtà dei risultati e quindi la validità, in termini assoluti delle prescrizioni. Le analisi su cui esse si basano si avvalgono, come detto, del modello di Mander et al sia per la descrizione del legame costitutivo che per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato.

Allo stato attuale, tale modello è il più completo, anche per la capacità di descrivere il comportamento ciclico del calcestruzzo. Tuttavia va' evidenziato che esso si basa sull'ipotesi che la tensione nelle armature abbia un valore costante pari alla tensione di snervamento. Ciò si traduce nell'ipotizzare che il calcestruzzo sia in condizioni triassiali simili a quelle che si possono riprodurre in una cella di prova, cioè che esso sia soggetto ad un *confinamento attivo*. Le ipotesi comunemente adottate nello studio del confinamento, inoltre, non consentono di descrivere correttamente l'interazione tra staffe e calcestruzzo. Ciò ha indotto gli autori ad affrontare il problema su base completamente analitica, rimuovendo alcune semplificazioni che non consentono, ad esempio, di indagare con sufficiente accuratezza sulle correlazioni tra i diametri delle barre longitudinali e delle staffe o sull'effetto dell'incrudimento negli acciai che costituiscono le due armature.

2 CONFINAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Secondo l'approccio classico al problema del confinamento, nel caso di sezioni quadrate o rettangolari, si ipotizza che le forze di confinamento, applicate dalle staffe alle zone di calcestruzzo che esse racchiudono, siano concentrate negli spigoli e si distribuiscano all'interno della sezione per mezzo dell'effetto arco. Questa ipotesi equivale a trascurare la rigidezza flessionale delle staffe ed a considerare che i lati della staffa perimetrale si comportino come tiranti tra gli angoli. Ciò, tuttavia, non è sempre ragionevole, in particolare al crescere del rapporto tra il diametro della staffa e la lunghezza libera di inflessione.

Le forze che agiscono tra gli spigoli si ricavano in base a semplici considerazioni di equilibrio applicate ad una parte di sezione, detta "free-body diagram", e vengono considerate costanti per qualsiasi livello di deformazione assiale. Le pressioni di confinamento così calcolate costituiscono un limite superiore, in quanto nel calcolo si assume, come si è già evidenziato, che le tensioni nell'armatura trasversale siano pari alla tensione di snervamento.

Nella realtà, invece, per bassi livelli di deformazione nel calcestruzzo, lo stato tensionale nell'armatura trasversale è molto basso; quindi il calcestruzzo è sostanzialmente non confinato. Solo quando le tensioni nel calcestruzzo si avvicinano alla resistenza di compressione uniassiale, le deformazioni trasversali, che crescono notevolmente a causa della progressiva fessurazione interna, sono tali da provocare una reazione di confinamento significativa dell'armatura trasversale. Quindi l'armatura trasversale fornisce un *confinamento passivo*.

Il modello proposto rispetta sia l'equilibrio delle azioni scambiate che la congruenza delle deformazioni tra staffe e nucleo di calcestruzzo. Esso consente di calcolare la distribuzione effettiva delle tensioni all'interno della sezione in funzione del livello di deformazione assiale ed è quindi un modello di confinamento passivo.

2.1 *Modello analitico per il calcestruzzo confinato*

L'assunzione fondamentale utilizzata da Braga e Laterza nell'approccio al problema del confinamento passivo 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 il confinamento esercitato dalle armature trasversali avvenga in stato di deformazione piano. La teoria sviluppata consente di determinare lo stato tensionale completo nel calcestruzzo e nell'armatura trasversale, prendendo in considerazione anche il contributo flessionale delle staffe.

Le pressioni di confinamento, oltre a dipendere dalla deformazione longitudinale, hanno un andamento variabile lungo il contorno del nucleo.

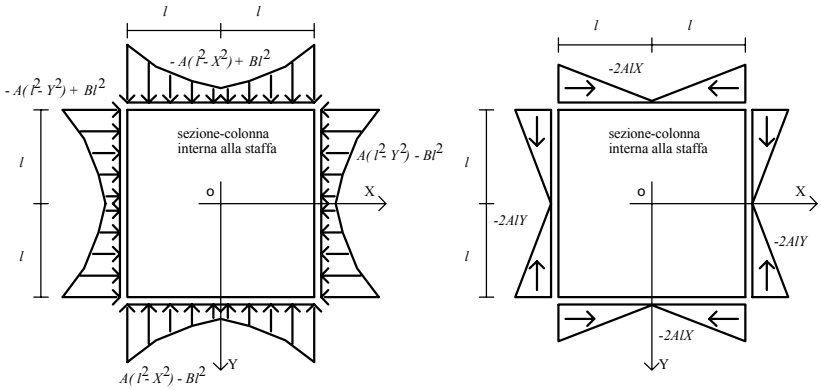


Figura 2. Distribuzione delle tensioni lungo il contorno della staffa.

In Figura 2 è rappresentato l'andamento delle tensioni lungo il contorno di una staffa quadrata. Le tensioni normali hanno andamento parabolico, mentre quelle tangenziali variano linearmente. I coefficienti di Airy A e B dipendono dalle caratteristiche dei materiali, dalla geometria e dalla deformazione assiale ε_c dell'elemento.

L'elemento è complessivamente soggetto ad uno stato triassiale costituito dalla tensione longitudinale $\sigma_z(\varepsilon_z)$ (normale al piano della sezione) e dalle pressioni di confinamento $\sigma_x(\varepsilon_z)$ e $\sigma_y(\varepsilon_z)$ (appartenenti al piano della sezione). La tensione assiale può essere vista come la tensione $\sigma_{z0}(\varepsilon_z)$ che l'elemento avrebbe se non fosse confinato più un incremento $\Delta\sigma_z(\varepsilon_z)$ dovuto al confinamento. Tale incremento della tensione assiale è uniforme all'interno della sezione. Ciò autorizza ad affrontare il problema del confinamento nel piano intermedio tra due staffe consecutive in termini globali.

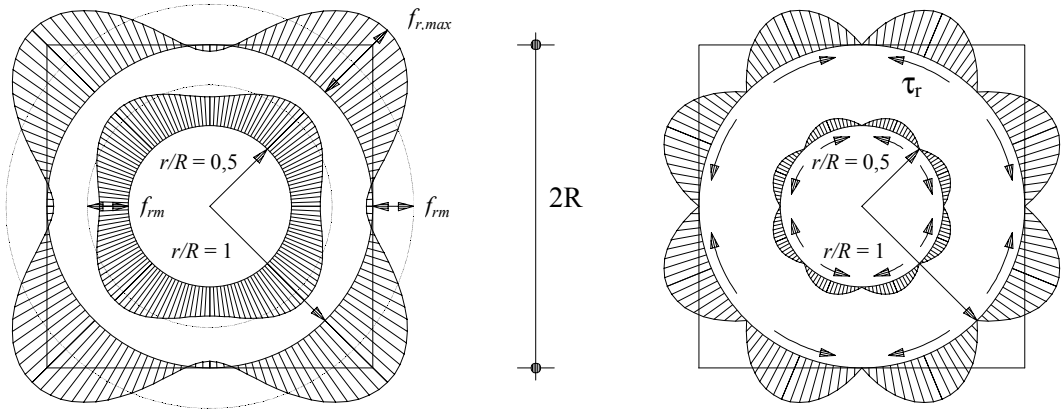


Fig. 3. Distribuzione delle pressioni di confinamento all'interno della sezione

La distribuzione delle pressioni di confinamento all'interno della sezione è mostrata in Figura 3. Si può notare che la media delle pressioni lungo le circonferenze interne alla sezione quadrata è costante. Questo parametro, funzione della deformazione assiale, esprime la pressione di confinamento globale del nucleo di calcestruzzo ed è espresso dalla relazione:

$$f_{rm} = Bl^2 \tag{1}$$

in cui:

$$B = \frac{18 \cdot E_c \cdot E_s \cdot \varepsilon_z \cdot A_s \cdot \upsilon \cdot \left[S \cdot E_c \cdot l^3 + 105 \cdot E_s \cdot I_s \cdot (\upsilon(\varepsilon_z + 1)\right]}{l^2 \left\{25S^2 E_c^2 l^4 + 6SE_c E_s l\left[315 I_s(\upsilon + 1) + 2l^2 A_s(2\upsilon + 5)\right] - 1890 E_s^2 I_s A_s(\upsilon^2 - 1)\right\}} \tag{2}$$

2.1.1 *Distribuzione delle pressioni di confinamento lungo l'elemento strutturale*

Un elemento strutturale in cemento armato è confinato oltre che dalle armature trasversali anche dalle barre longitudinali. Queste ultime, infatti, contribuiscono a distribuire lungo l'elemento le pressioni di confinamento esercitate dalle staffe. L'assunzione di partenza è quella di pressioni uniformemente distribuite lungo l'elemento strutturale. Nella realtà le pressioni esercitate dalle staffe lungo il perimetro si diffondono nel calcestruzzo secondo due meccanismi:

1) l'effetto arco, che si sviluppa tra due staffe successive, determinando una riduzione del volume di calcestruzzo effettivamente confinato;
2) il trasferimento alle facce esterne del nucleo di calcestruzzo (quello racchiuso dalle armature) delle forze applicate a livello delle staffe, grazie alla rigidezza flessionale delle barre longitudinali.

L'andamento delle pressioni di confinamento che ne consegue è variabile lungo l'elemento, ed assume i valori massimi in corrispondenza delle staffe ed i valori minimi in mezzeria tra due staffe consecutive, come illustrato in figura 4*d*.

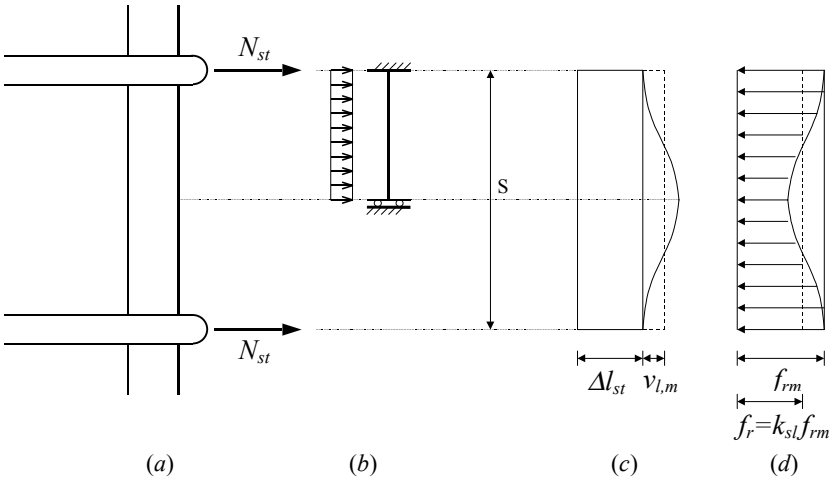


Figura 4. Distribuzione delle pressioni di confinamento lungo l'elemento strutturale. (*a*) Armature trasversali e longitudinali. (*b*) Schema di calcolo. (c) Deformazioni. (d) Pressioni di confinamento in un intervallo staffe.

Il calcestruzzo è quindi globalmente soggetto ad una pressione laterale di confinamento inferiore al valore medio calcolato nel piano della staffa nell'ipotesi di distribuzione uniforme.

Il problema della distribuzione delle pressioni lungo l'elemento è stato affrontato considerando separatamente i due meccanismi descritti. Per quanto riguardo l'effetto distributivo del calcestruzzo, il coefficiente riduttivo delle pressioni di confinamento è espresso dal rapporto tra l'area effettivamente confinata e l'area del nucleo di calcestruzzo a livello della staffa. Tale coefficiente, calcolato da Sheikh & Uzumeri (S. & U. 1980), è fornito dall'equazione:

$$k_c = \left(1 - \frac{S}{4l_{st}}\right)^2 \tag{3}$$

Il contributo delle barre longitudinali viene invece calcolato tenendo conto del fatto che, per l'ipotesi iniziale di armatura longitudinale infinitamente rigida, l'allungamento della staffa corrisponde alla traslazione rigida della barra longitudinale di spigolo. Assumendo la congruenza delle deformazioni tra il calcestruzzo e la barra longitudinale, il valore medio della deformazione in un intervallo staffe rappresenta la deformazione laterale del nucleo di calcestruzzo associato alla pressione di confinamento media effettiva. Questa pressione di confinamento corrisponde alla pressione uniforme che, applicata dall'esterno alle facce del nucleo di calcestruzzo, determinerebbe uno stato triassiale equivalente a quello reale (causato dalle reazioni delle armature quando si applica una compressione uniassiale all'elemento). Quando la rigidezza flessionale delle barre longitudinali diviene trascurabile, cioè per valori bassi del rapporto ξ_l, le pressioni di confinamento si distribuiscono lungo la colonna unicamente grazie all'effetto arco che si sviluppa tra due staffe consecutive.

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

$$f_r = k_{sl} f_{rm} \tag{4}$$

essendo:

$$k_{sl} = \frac{45\xi_l^{\,3}}{45\xi_l^{\,3} + \beta\xi_{st}} \geq k_c \tag{5}$$

in cui: $\xi_l = \dfrac{\phi_{lon}}{S}$; $\beta = \dfrac{\phi_{st}}{\phi_{lon}}$; $\xi_{st} = \dfrac{\phi_{st}}{l_{st}}$.

2.1.2 *Sezioni confinate da staffe multiple e legature interne*

Il modello analitico proposto consente di analizzare anche configurazioni complesse di armature trasversali come quelle rappresentate in Figura 5.

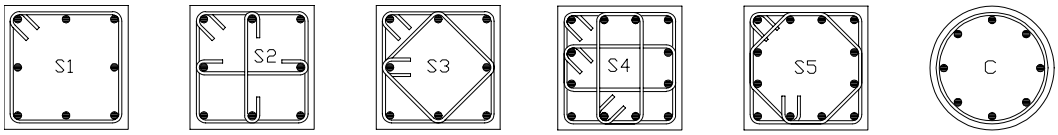


Figura 5. Tipologie di armature trasversali.

A titolo di esempio, in Figura 6 è rappresentato l'andamento delle pressioni di confinamento, applicate alla sezione quadrata da una disposizione di armatura di tipo S3, in funzione della deformazione longitudinale del calcestruzzo. La pressione di confinamento globale è la risultante delle pressioni esercitate dalla staffa perimetrale e dalla staffa interna.

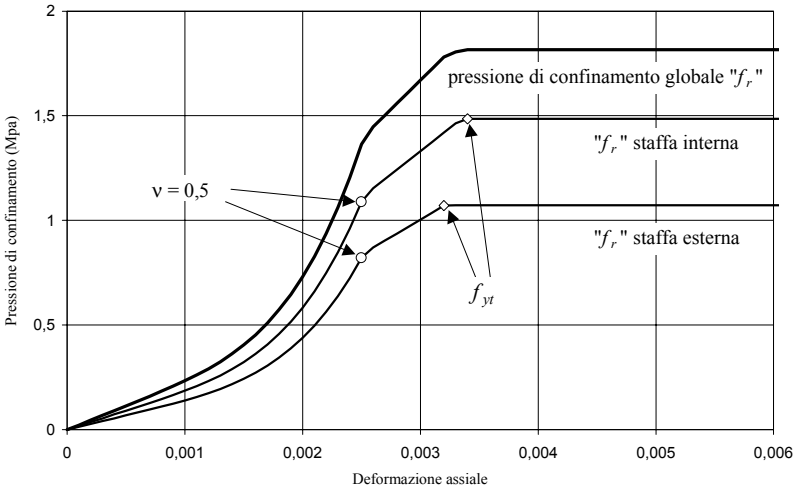


Figura 6. Pressioni di confinamento indotte da staffe multiple

Sulle singole curve si possono notare dei punti caratteristici in cui cambia l'andamento della pressione. Il primo di questi punti corrisponde al raggiungimento del valore limite $\nu = 0.5$ per il modulo di Poisson. Oltre questo punto la pressione di confinamento varia linearmente con la deformazione longitudinale. Il secondo punto corrisponde al raggiungimento della tensione di snervamento da parte dell'acciaio della staffa.

Da questo punto in poi, se si ipotizza, un legame elastico perfettamente plastico per l'acciaio dell'armatura trasversale, la pressione di confinamento si mantiene costante. Il modello proposto è anche in grado di considerare l'incrudimento dell'acciaio. In tal caso la pressione di confinamento, dopo il punto di snervamento, cresce con andamento lineare, con pendenza che dipende dall'entità dell'incrudimento.

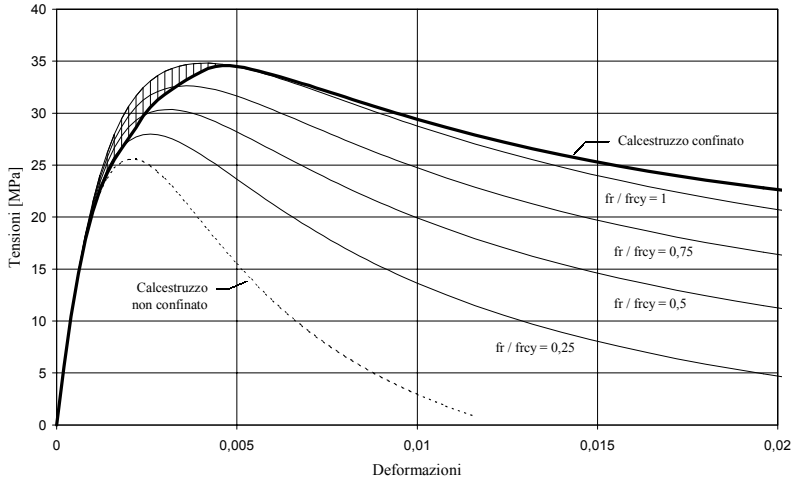


Figura 7. Effetto del confinamento passivo fornito da armatura trasversale con acciaio incrudente calcolato con il modello analitico proposto (comparazione con curve triassiali attive).

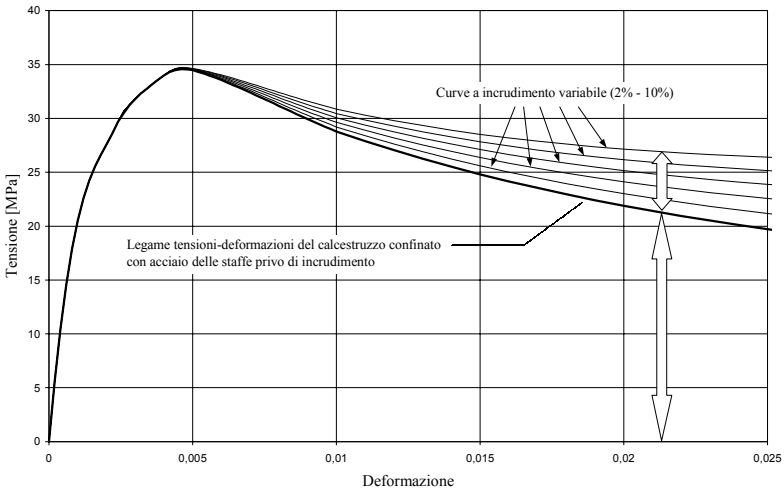


Figura 8. Effetto dell'incrudimento dell'acciaio delle staffe sulla curva tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato.

In Figura 7 è rappresentato un esempio del modello analitico proposto per il legame costitutivo del calcestruzzo confinato. La curva tensioni-deformazioni si riferisce ad una sezione di tipo S3. Le altre curve rappresentano il legame tensioni-deformazioni del calcestruzzo in stato triassiale, sottoposto a pressioni laterali costanti. L'area tratteggiata raffigura la differenza tra il confinamento attivo e quello passivo, che, come si vede, non è affatto trascurabile. Si può notare che la curva del calcestruzzo confinato da armatura trasversale attraversa tutte le curve di confinamento attivo (a pressione laterale crescente), compresa la curva con pressione laterale uguale a quella esercitata dalle staffe allo snervamento. Una volta raggiunta tale curva, se

l'acciaio non avesse comportamento incrudente, la curva del confinamento passivo coinciderebbe con quella di confinamento attivo.

L'effetto dell'incrudimento è mostrato in figura 8.

2.2 *Confronti con risultati sperimentali*

Il modello è stato testato attraverso numerosi confronti con risultati di sperimentazioni condotte da vari autori di cui, a titolo di esempio, si riportano di seguito quelli relativi a Scott et al. che hanno presentato nel 1982 i risultati di sperimentazioni condotte su venticinque colonne, aventi sezione di 450 mm di lato ed altezza pari a 1200 mm. Sono state adottati due tipi di disposizione delle armature longitudinali e trasversali. Inoltre sono state sottoposte a prove di compressione anche delle colonne prive di armatura, per valutare gli effetti del confinamento, a parità di dimensioni dell'elemento in esame. Le prove sono state condotte con diverse velocità della deformazione assiale, con valori di 0.00033 sec^{-1}, 0.00167 sec^{-1}, 0.0167 sec^{-1}. Le alte velocità di deformazione sono rappresentative di quelle attese durante le azioni sismiche. I risultati del confronto sono mostrati, sotto la forma di "Scattergram" in Figura 9. Complessivamente l'errore commesso rispetto ai risultati sperimentali è pari a –2.42% per la tensione di picco f_{cc} e al 16.37% per la deformazione di picco ε_{cc}. Tali errori sono inferiori a quelli dei modelli analitici più diffusi. In Figura 10, a tal proposito, è rappresentato l'intero legame tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato relativamente alla colonna C6 che costituisce un tipico esempio delle differenze rilevate tra i vari modelli e tra questi ed il legame sperimentale.

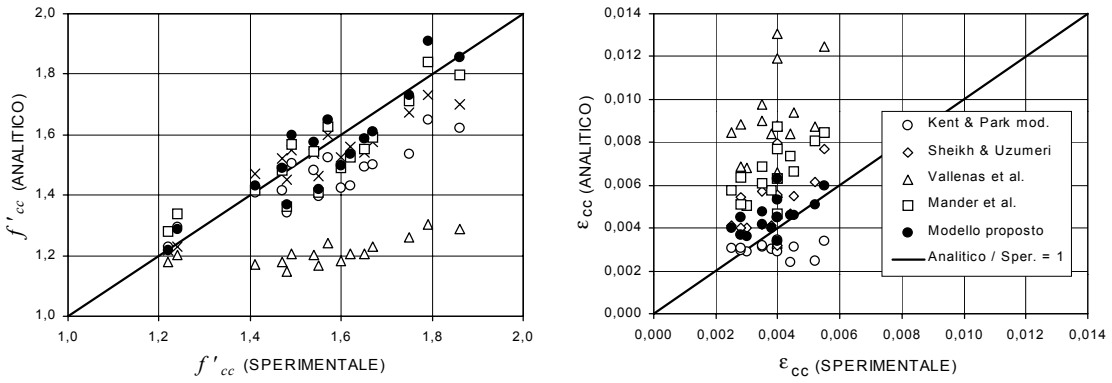


Figura 9. Confronti tra risultati sperimentali (Scott et al.) e modelli analitici.

Il comportamento flessionale degli elementi strutturali dipende, ovviamente, non solo dalla resistenza di picco, ma anche dalla duttilità, che è rappresentata dalla pendenza del ramo calante della curva tensioni-deformazioni e dalla deformazione ultima. Uno degli obiettivi dei confronti è quello di indagare la capacità dei modelli analitici di predire la variabilità del legame costituivo del calcestruzzo confinato in funzione dei vari parametri. Le prove disponibili in letteratura non sono molto utili allo scopo, tuttavia, dalle prove di Scott et al. si sono isolate le coppie di colonne che differiscono solo per il passo delle staffe. Si è potuta verificare in tal modo, relativamente alla tipologia di staffe esaminate, l'incidenza del passo staffe sulla curva tensioni-deformazioni. I tre parametri di controllo utilizzati, rappresentativi dell'intera curva, sono la tensione di picco f_{cc}, la deformazione corrispondente ε_{cc} e la pendenza del ramo calante Z. Per rappresentare quest'ultimo parametro si è adottata, convenzionalmente, la pendenza del segmento che congiunge il punto di picco (f_{cc}, ε_{cc}) al punto di rottura (f_{cu}, ε_{cu}), che consiste, in pratica, in una linearizzazione del ramo calante. L'espressione di Z è la seguente:

$$Z = \frac{f_{cc} - f_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \cdot \frac{1}{f'_c} \tag{6}$$

Nella Figura 11 sono rappresentati gli andamenti dei tre parametri indicati al variare del passo delle staffe calcolati con i vari modelli e le coppie di valori sperimentali ricavati da Scott et al..

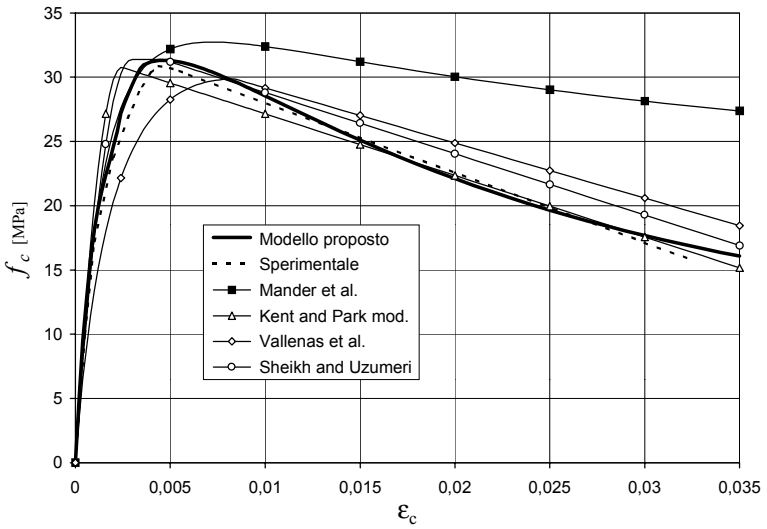


Figura 10. Colonna C6. Confronto tra risultati sperimentali e modelli analitici.

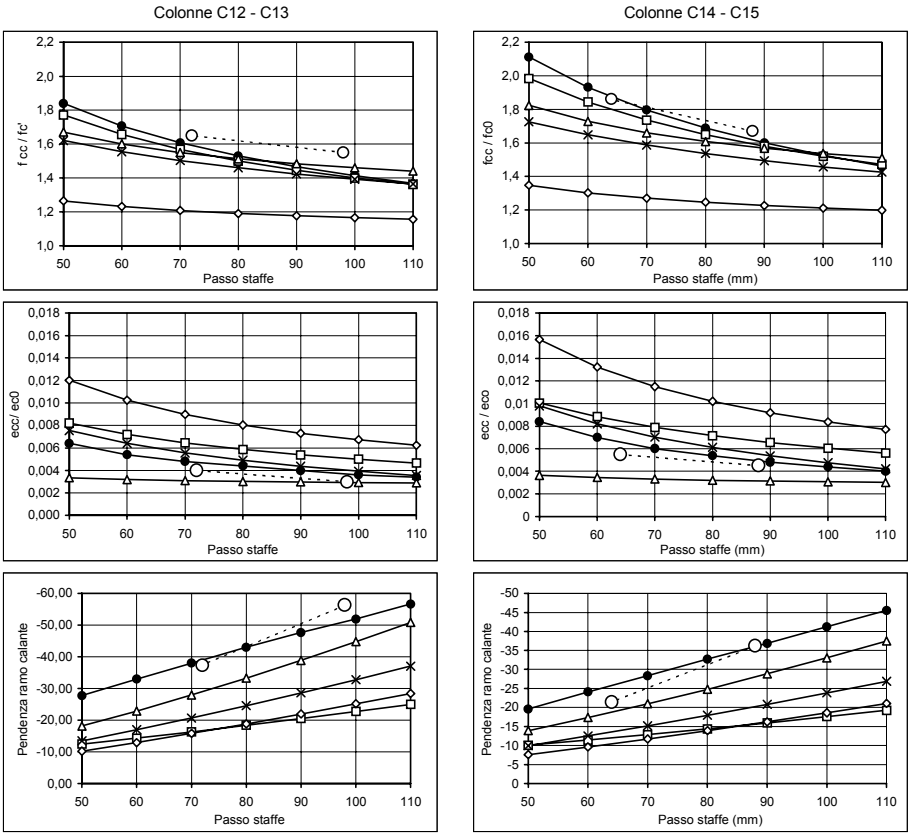


Figura 11. Incidenza del passo staffe sul legame costitutivo del calcestruzzo confinato. Confronti con risultati sperimentali di Scott et al.

3 ANALISI PARAMETRICA

L'analisi parametrica proposta in questo paragrafo vuole mettere in luce l'incidenza di alcuni parametri sul legame costitutivo e fornire delle indicazioni metodologiche con l'obiettivo dell'ottimizzazione della disposizione delle armature e della scelta dei materiali.

La Figura 12 mostra la variazione della resistenza e della duttilità in funzione del passo staffe e del diametro delle barre longitudinali. L'analisi si riferisce ad una sezione quadrata con una staffa perimetrale e quattro barre longitudinali negli angoli.

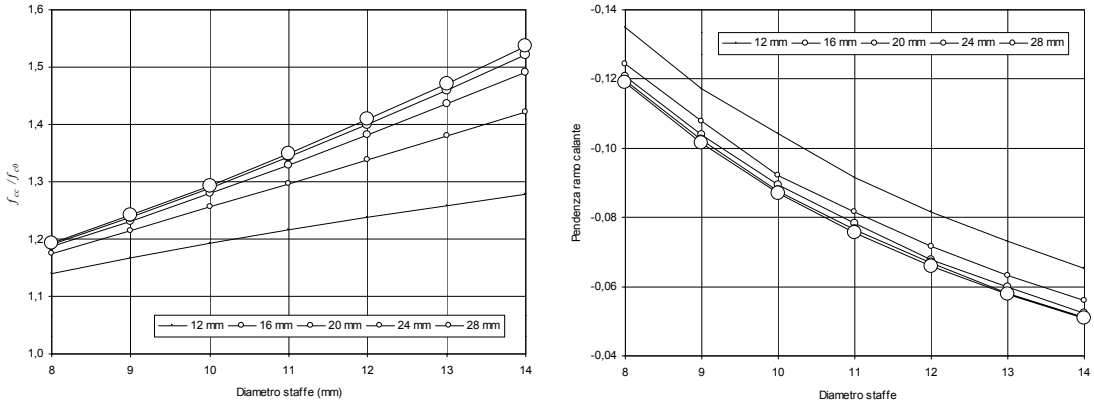
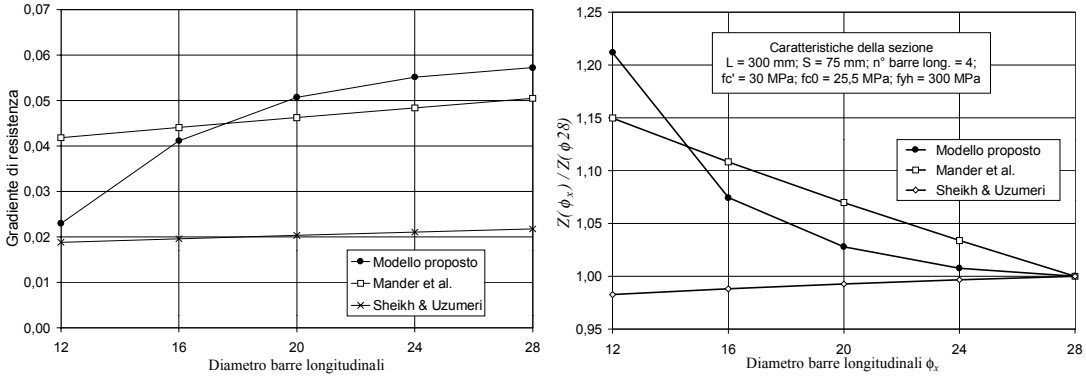


Figura 12. Modello proposto: variazione della resistenza e della pendenza del ramo calante in funzione del passo staffe e del diametro delle barre longitudinali.

Come si può osservare l'effetto delle barre longitudinali è valutato in maniera molto diversa dal modello proposto rispetto a quelli di Mander et al. e di Sheikh e Uzumeri. Bisogna tener presente, a tal proposito, che le armature longitudinali entrano in gioco in questi modelli solo grazie all'effetto arco che si ipotizza si debba instaurare tra di esse. Di conseguenza l'effetto del diametro delle barre longitudinali sul legame costitutivo è legato, secondo le schematizzazioni adottate, alla variazione dell'area di calcestruzzo effettivamente confinato. Un aumento del diametro delle barre provoca un aumento di tale area e di conseguenza incrementi della resistenza e della duttilità. Il modello proposto invece, nella distribuzione delle pressioni di confinamento lungo l'altezza dell'elemento strutturale, considera la rigidezza flessionale delle barre longitudinali, che è legata al rapporto tra il diametro delle barre ed il passo delle staffe. Di qui l'andamento non lineare.



a) b)

Figura 13. (a) Variazione della tensione di picco della curva tensioni deformazioni del calcestruzzo confinato in funzione del diametro delle staffe e delle barre longitudinali. (b) Variazione della pendenza del ramo calante della curva tensioni deformazioni del calcestruzzo confinato in funzione del diametro delle staffe e delle barre longitudinali.

La Figura 13 mostra, in termini relativi, le differenti capacità dei modelli di correlare il diametro delle staffe e quello delle barre longitudinali. In particolare, si può osservare che la variabilità della resistenza e della pendenza del ramo calante in funzione del diametro delle staffe aumenta quando si riduce il diametro delle barre longitudinali. A causa dei limiti di approccio evidenziati, i modelli di Mander et al. di Sheikh & Uzumeri forniscono risultati sensibilmente diversi. Ciò denota l'importanza di una corretta valutazione dei meccanismi di confinamento "tridimensionali", ai fini del progetto delle armature.

Un'altra analisi importante ai fini dello studio dei meccanismi di confinamento e dell'ottimizzazione delle armature consiste nel verificare gli effetti combinati del diametro e del passo delle staffe, per diverse disposizioni dell'armatura trasversale. Nelle Figure 14 e 15 è rappresentata la variabilità dei parametri, tensione di picco, deformazione di picco e pendenza

del ramo calante della curva tensioni-deformazioni nel caso in cui, pur variando il diametro ed il passo, il quantitativo volumetrico di armatura trasversale si mantenga costante.

Si può osservare immediatamente che nel modello di Kent e Park mod. le coordinate del punto di picco (f_{cc}, ε_{cc}) dipendono solo dal quantitativo di armatura trasversale, di conseguenza quando essa è costante il picco della curva tensioni-deformazioni del calcestruzzo rimane indifferente alla variazione del passo e del diametro delle staffe. Questo risultato appare decisamente inattendibile. Il modello di Vallenas mostra, a parità di quantitativo di armatura di confinamento, una resistenza maggiore con armature meno diffuse, in contrasto con le evidenze sperimentali. Si può quindi affermare che, in termini di resistenza, a parità di quantitativo di armatura trasversale è più efficace disporre armatura di piccolo diametro e con passo ridotto, cioè maggiormente diffuse lungo l'elemento strutturale.

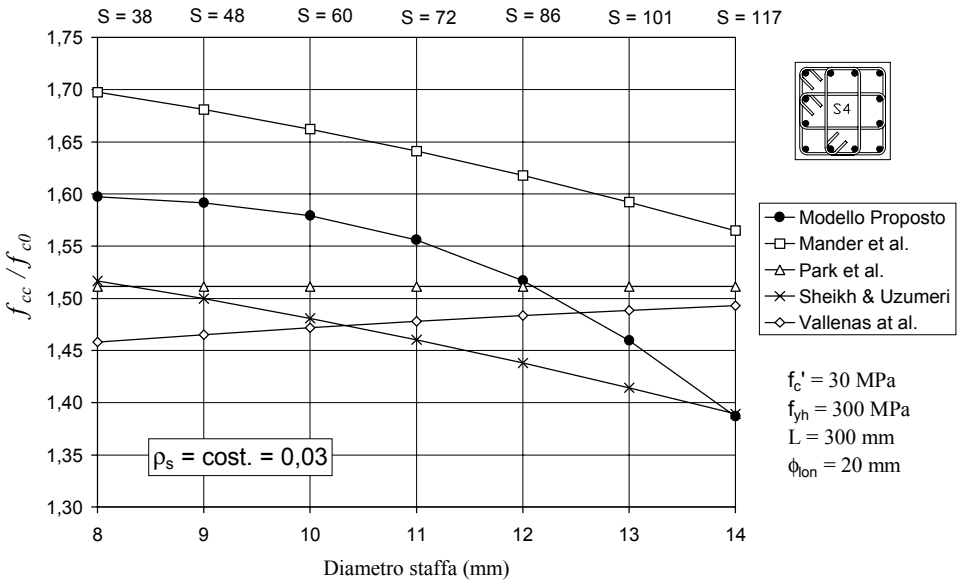


Figura 14. Variazione della resistenza in funzione del diametro dell'armatura trasversale, con quantitativo volumetrico costante.

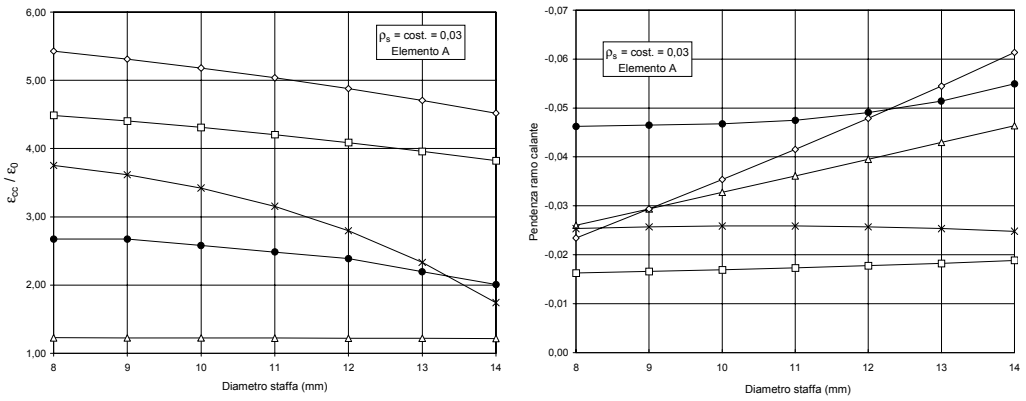


Figura 15. Variazione della deformazione di picco e della pendenza del ramo calante della curva tensioni-deformazioni, in funzione del diametro dell'armatura trasversale, con quantitativo volumetrico costante.

4 CONCLUSIONI

La corretta definizione del legame tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato si rivela fondamentale nella valutazione della duttilità degli elementi in c.a. Tuttavia, allo stato attuale, non esistono metodologie comunemente adottate per il progetto-verifica delle armature di confinamento.. Le principali normative sismiche stabiliscono delle prescrizioni sui quantitativi

minimi di armatura trasversale, nell'intento, più o meno dichiarato, di assicurare agli elementi strutturali un certo livello di duttilità. La sola normativa neozelandese 3101 deduce le prescrizioni da espressioni analitiche che consentono di calcolare la duttilità di curvatura, note le caratteristiche dei materiali, la geometria della sezione, ed il livello del carico assiale. I diagrammi di progetto, ricavati da Zahn et al., sono ricavati da analisi cicliche momento-curvatura teoriche, che utilizzano il modello di Mander et al. per descrivere il legame tensioni deformazioni del calcestruzzo confinato. I limiti di tale modello nel descrivere tale legame in funzione dei vari parametri e delle correlazioni tra di essi sono stati evidenziati nell'articolo, in raffronto al modello analitico proposto dagli autori ed ai risultati di prove sperimentali tratti dalla letteratura.

Le analisi parametriche su sezioni con differenti configurazioni di armatura trasversale e longitudinale, mostrano chiaramente l'importanza dell'interazione tra barre longitudinali ed armatura trasversale o l'effetto dell'incrudimento dell'acciaio sulla legge tensioni-deformazioni del calcestruzzo confinato. Queste considerazioni, insieme alla constatazione delle forti differenze tra le prescrizioni dell'Eurocodice 8 e quelle della norma NZS 3101, mettono in luce la necessità di fare chiarezza riguardo alla effettiva correttezza dei metodi di calcolo della duttilità di curvatura.

Peraltro, i risultati delle analisi mostrate, indicano che il progetto-verifica delle armature di confinamento deve necessariamente riguardare sia le armature trasversali sia quelle longitudinali. Il presente lavoro si pone quindi in posizione intermedia tra la definizione del modello analitico proposto dagli autori ed ulteriori analisi sugli elementi in cemento armato, rese possibili dall'implementazione del modello in un elemento a fibre. Il campo di ricerca è inoltre completato dallo studio sui meccanismi di rottura delle staffe e dalla valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato (Braga, Corrado, Laterza 1999).

5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Braga, F. Laterza, M. 1998. A new approach to the confinement of R/C columns. *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris 6-11 September 1998

Braga, F. Corrado, G. F. Laterza, M. 1999. Valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle armature di confinamento. 9° *Convegno Nazionale" L'Ingegneria Sismica in Italia",* Torino, Settembre 1999.

Mander, J. B. Priestley, M. J. N. Park, R. 1988. Observed Stress – Strain Behaviour of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No 8, August 1988.

Mander, J. B. Priestley, M. J. N. Park, R. 1988. Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No 8, August 1988.

Scott, B. Park, D. R. Priestley, M.J.N. 1982. Stress – Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Journal*.

Shamin, Sheikh, A. Uzumeri, S. M. 1980. Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of Structural Division*, Vol. 106, No ST5, May 1980.

New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures. 1995. NZS 3101: Part 1; Commentary NZS 3101: Part 2. Wellington: Standard Association of New Zealand.

ACI Committee 318. 1989. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary*. Detroit: American Concrete Institute.

Eurocode 8. 1994. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. ENV 1998-1-3, CEN.