



## COMPORTAMENTO SPERIMENTALE DI REGIONI DIFFUSIVE DI ELEMENTI IN C.A.

**Giuseppe Campione, Calogero Cucchiara, Francesco Di Maio e Giovanni Minafò**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica (DISAG)

Università di Palermo

Viale delle Scienze, 90128 Palermo, Italy

e-mail: [campione@diseg.unipa.it](mailto:campione@diseg.unipa.it)

*(Ricevuto il 15 Maggio 2009, Revisionato il 18 Maggio 2009, Accettato il 25 Maggio 2009)*

**Key words:** bottle-shaped struts; compression; experimental study; strut and tie model.

**Parole chiave:** zone diffusive; compressione; indagine sperimentale, modelli tirante-puntone.

**Abstract.** *In this paper the dispersion of compression in a bottle shaped strut has been examined experimentally. Two typical bottle shapes were generated loading in compression concrete R.C. members drilled with cylindrical holes with loading area reduced with respect to the whole section of the members. The comparative analysis of the experimental results shows that: - the presence of a hole produces a variation of the stress and strain distribution of the compressed members with reduction in the loading carrying capacity; - the reduction in the dimension of the loaded section produces a reduction in the loading carrying capacity of the compressed members and the presence of transverse steel reduces this phenomenon, ensuring more ductile behaviour. Finally an analytical prediction of the loading carrying capacity based on recent analytical studies given in the literature was made and compared with the experimental results here generated showing good agreement.*

**Sommario.** *Nel presente lavoro si esamina il comportamento in compressione di pilastri in calcestruzzo ordinario con e senza armature e soggetti a carichi applicati su aree ridotte in assenza ed in presenza di fori praticati per l'effettuazione di indagini non distruttive. I risultati ottenuti hanno mostrato che la diminuzione dell'area di impronta del carico rispetto all'intera sezione trasversale dei pilastri o la presenza di un foro riduce la capacità portante dell'elemento ed infragilisce la risposta strutturale. Dal punto di vista teorico modelli disponibili in letteratura forniscono sulla base di adeguati schemi resistenti tirante-puntone valori del carico di rottura prossimi a quelli rilevati sperimentalmente.*

## 1. INTRODUZIONE

Nella fase di progettazione di una struttura si possono presentare casi in cui forze agiscono sugli elementi portanti (travi e pilastri) su aree ridotte rispetto all'intera area della sezione trasversale dell'elemento; ovvero casi di elementi forati in cui si creano regioni disturbate che ne riducono la capacità portante rispetto al caso di elemento senza foro o di elemento caricato in modo distribuito. Esempi tipici nelle strutture in c.a. o in c.a.p. sono quelli che si hanno: - nelle travi o nelle lastre in prossimità delle zone di appoggio; - in prossimità delle testate delle travi precomprese o in testa ai pilastri prefabbricati caricati da travi semplicemente appoggiate; - nelle lastre in c.a. forate per il passaggio di impianti; - nei pilastri forati per l'estrazione di carote in indagini non distruttive. In tutti questi casi si genera in corrispondenza della zona di applicazione dei carichi (o del foro) una regione diffusiva, caratterizzata da uno stato di tensione pluriassiale. Si inducono quindi componenti di trazione e di compressione in direzione trasversale a quella del carico concentrato, che può ridurre la capacità portante dell'elemento ed infragilire la risposta strutturale. Per contenere tali effetti è uso comune predisporre nell'elemento rinforzi locali costituiti da armature cosiddette di frettaggio disposte secondo le isostatiche di trazione (in genere trasversalmente alla direzione di introduzione delle forze) che ne ripristinano l'intera capacità portante. Tali armature aggiuntive non sono ovviamente presenti quando il foro è generato su un elemento esistente mediante estrazione di carote. Studi teorici e sperimentali su tali tematiche prodotti nell'ultimo ventennio<sup>1-9</sup> hanno fornito adeguati modelli di calcolo recepiti anche dalle più recenti norme<sup>10-11</sup>. Il presente lavoro di natura sperimentale è la sintesi ed il completamento di una ricerca già condotta da alcuni degli autori<sup>12-13</sup>. In particolare si affronta lo studio di alcune delle regioni diffusive di elementi compressi in c.a. con riferimento ai casi mostrati in Fig.1 per i quali si sviluppa anche un modello analitico. Il primo caso esaminato è quello di un pilastro con sezione trasversale  $A = b \times t$  con zona di carico ridotta su una superficie  $a \times t$  come mostrato in Fig. 1 a). Il secondo caso, mostrato in Fig. 1b), ha piastra di carico pari all'intera superficie e sezione trasversale  $a \times t$  per la presenza di un foro di diametro  $a$ .

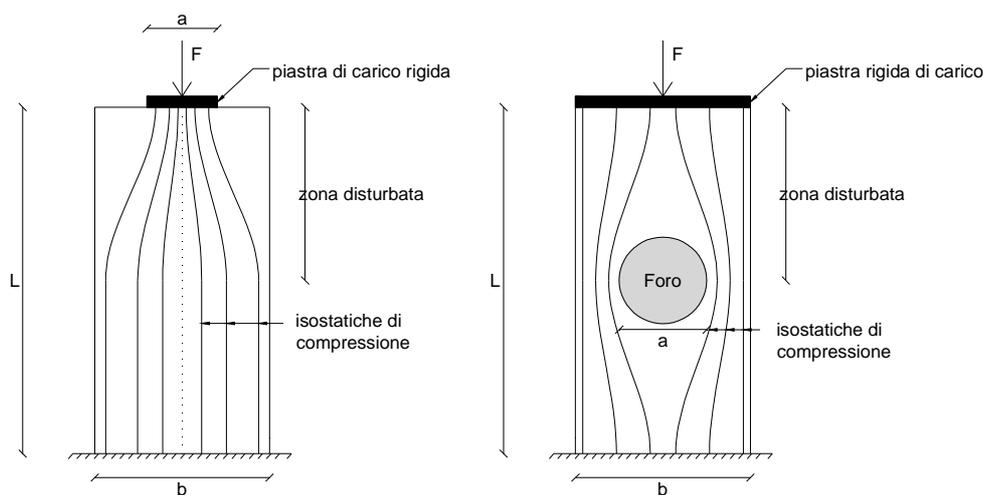


Figura 1 : Prova di compressione con area di carico ridotta.

## 2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Per lo sviluppo del programma sperimentale si sono confezionate due serie di provini da assoggettare a prova di compressione centrata: - una prima serie costituita da dodici elementi

prismatici a sezione trasversale rettangolare di lati  $b = 350$  mm,  $t = 150$  mm ed altezza  $H = 800$  mm ed una seconda serie costituita da otto elementi prismatici a sezione trasversale rettangolare di lati  $b = 450$  mm,  $t = 150$  mm ed altezza 800 mm. La prima serie è stata utilizzata per valutare l'effetto dell'area di impronta del carico e la seconda per valutare la riduzione della capacità portante per effetto della presenza di un foro. In particolare della prima serie si sono realizzati sei provini di solo calcestruzzo e sei di calcestruzzo armato (armatura longitudinale e di frettaggio costituita da staffe chiuse come mostrato in Fig. 2 a). Per i provini armati si sono adottate barre longitudinali costituite da 4 tondi ad aderenza migliorata di diametro equivalente 8 mm e staffe chiuse di diametro 6 mm disposte a passo costante di 150 mm e con copriferro di 20 mm. Della seconda serie quattro provini sono stati confezionati in assenza di armature e quattro con armature (vedi Fig. 2 b). Le armature sono costituite da 8 barre da 8 mm e staffe da 6 mm disposte con passo 250 mm. Il copriferro effettivo è stato assunto pari a 20 mm. Insieme ai pilastri sono stati confezionati provini cilindrici (100 x 200 mm) per la caratterizzazione del materiale da sottoporre a prove di schiacciamento e di trazione indiretta tipo split. Per la prima serie di provini si è scelto di caricare gli stessi a mezzo di piastra di acciaio di spessore 50 mm interposte tra la pressa e gli stessi adottando elementi di area ridotta  $a_{xt}$  rispetto alla intera sezione trasversale dei provini secondi prefissati rapporti di carico  $\beta = b / a = 1, 2$  e 3. Per la seconda serie di provini, al fine di potere dedurre gli stati deformativi indotti sotto carico dalla presenza di un foro, si sono praticati nella parte mediana dei provini fori centrali o eccentrici. Il foro eccentrico, anche se indesiderato, può essere praticato qualora nelle operazioni di prelievo per indagini non distruttive si incontrino nella zona centrale armature longitudinali che non consentono di effettuare il foro al centro. Il prelievo è stato effettuato con carotatrice a corona diamantata con estrazione di carota passante per lo spessore del pilastro e di diametro 100 mm.



Figura 2 : Disposizione armature e confezionamento provini a) prima serie; b) seconda serie.

Il calcestruzzo utilizzato per la prima e la seconda serie è di diversa composizione e resistenza. Tale scelta è legata alla circostanza di volere riprodurre in laboratorio due tipiche situazioni di interesse pratico di cui la prima che è compatibile con classi di resistenza cilindrica tra 25 e 30 MPa e valida per pilastri in calcestruzzo ordinario caricati su aree ridotte da elementi prefabbricati su di essi appoggiati; la seconda con classi di resistenza tra 10 e 15 MPa (calcestruzzi scadenti) che riproduce il caso di elementi strutturali da sottoporre a prelievo per indagini conoscitive preliminari all'operazione di rinforzo dello stesso. In

particolare la prima serie è caratterizzata dai seguenti dosaggi in  $\text{kg/m}^3$ : - 300 di cemento Portland R32.5; - 150 di acqua; - 1200 di pietrisco con massima pezzatura 10 mm; - 850 di sabbia con massima pezzatura 5 mm. Con questa composizione è stato possibile ottenere un calcestruzzo con resistenza media a compressione di 25 MPa. La seconda serie è stata invece ottenuta con i seguenti dosaggi in  $\text{kg/m}^3$ : - 250 di cemento Portland R32.5; - 150 di acqua; - 1200 di pietrisco con massima pezzatura 10 mm; - 850 di sabbia con massima pezzatura 5 mm. Con questa composizione è stato possibile ottenere un calcestruzzo con resistenza media a compressione di 10 MPa. Per tutti le serie delle colonne provate è stato impiegato acciaio in barre ad aderenza migliorata che ha raggiunto, tensione di snervamento di 523 MPa per le barre di diametro 8 mm e di 473 MPa per quelle da 6 mm. Il ridotto diametro delle armature longitudinali ( $\phi = 8$  mm) è stato opportunamente scelto nelle colonne della prima serie per rendere trascurabile, ai fini della portanza, il contributo delle barre longitudinali. I provini della seconda serie sono stati realizzati per simulare le possibili situazione in cui si trovano barre di maggiore diametro (ad esempio  $\phi = 12-14$  mm) ridottesi nel tempo per effetto della corrosione in elementi strutturali affetti da tale patologia.

### 3. TEST SET-UP

Per le prove di compressione (sia sui cilindri che sulle colonne) si è impiegata una pressa Zwick/Roell & Toni Technik operante in controllo di spostamento avente portata massima di 4000 kN. Le prove sono state condotte in controllo di spostamento con velocità di 0.1 mm/min. Per le colonne della prima serie (colonne soggette a carichi concentrati) sono stati registrati gli accorciamenti e gli spostamenti lungo piani orizzontali. Gli spostamenti verticali delle colonne sono stati letti mediante il trasduttore di cui è dotata la macchina (base di misura pari all'altezza della colonna), mentre quelli orizzontali sono stati acquisiti con comparatori millesimali e posti sui provini come mostrato in Fig.3.

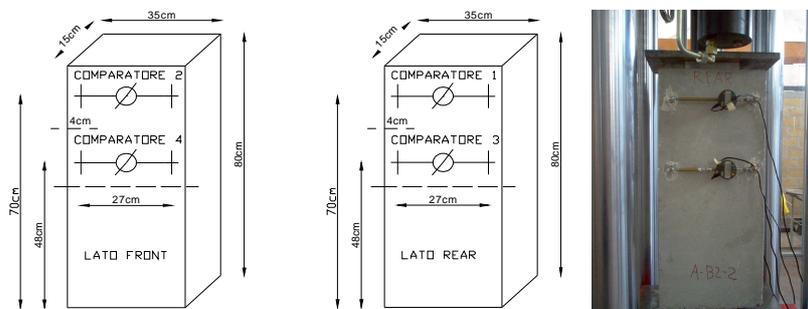


Figura 3 : Strumentazione adottata per il rilievo degli spostamenti orizzontali.

In particolare si è adottata una strumentazione costituita da due comparatori (uno per ogni faccia) posizionati sulla parte superiore, a distanza 0.1 dell'altezza  $H$  (ove ci si aspetta il massimo sforzo di compressione) e due sulla parte inferiore a 0.6 dell'altezza del provino, ove ci si aspetta la massima trazione. I provini con valori di  $\beta \neq 1$  sono stati caricati interponendo tra le piastre di acciaio ed il provino stesso una piastra di acciaio dello spessore di 50 mm e di profondità 150 mm e di larghezza variabile. La larghezza scelta per la piastra consente di testare il provino con tre diversi valori di  $\beta$  pari a 1, 2 e 3. Per i provini della seconda serie (pilastri forati compressi) si è scelto di misurare le deformazioni verticali sulla base di misura pari alla distanza tra i piatti ed anche su base ridotta pari a 100 mm per la zona centrale. In questo ultimo caso si sono adottati dieci comparatori millesimali di cui cinque su una faccia

del lato lungo del pilastro e cinque sulla faccia opposta e tutti posti nella zona centrale del provino (vedi Fig. 4). Per i pilastri con il foro si sono inseriti i comparatori centrali in un apposito strumento che consente di valutare la deformazione del calcestruzzo nella zona dello stesso foro (vedi Fig. 5).



Figura 4 : Provini strumentati in prossimità del foro.

Tale strumento è costituito da un elemento di alluminio e ottone che viene inserito all'interno del foro, e grazie alla presenza di due molle, poste in appositi pistoncini (vedi Fig. 5), consente il contatto con l'area di appoggio delle punte in ottone, e permette così ai comparatori di leggere gli abbassamenti dovuti al carico nella zona forata.

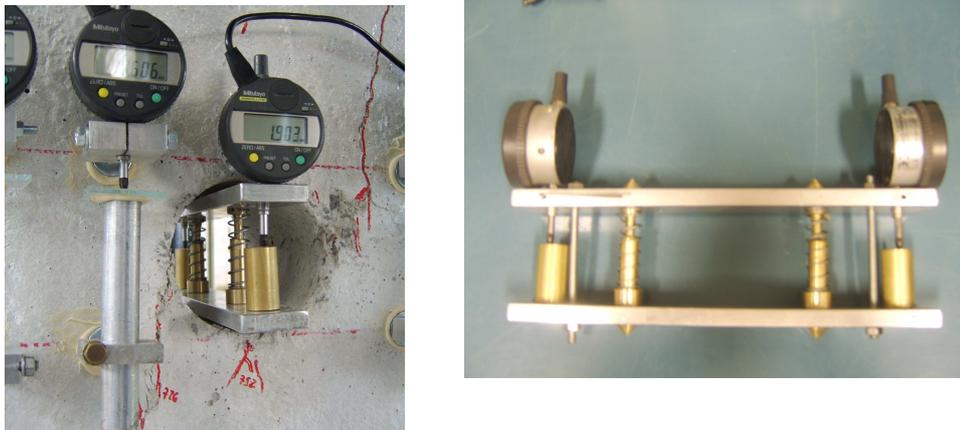


Figura 5 : Strumento di misura delle deformazioni nella zona centrale del provino.

L'acquisizione degli spostamenti è stata effettuata, in tutti i casi, automaticamente con una frequenza di 0.125 Hz (una acquisizione ogni secondo), attraverso una centralina denominata DMX-16C (sempre della Mitutoyo) che consente la lettura simultanea di 16 comparatori ed è interfacciata con l'utente tramite uno specifico software che utilizza il linguaggio di programmazione LabView della National Instruments.

#### 4. RISULTATI SPERIMENTALI

In questo paragrafo vengono presentati i risultati delle analisi sperimentali della prima e della seconda serie. In entrambi i casi si riportano le curve carico-accorciamento unitamente ai quadri fessurativi rilevati. Per la caratterizzazione dei materiali prove di compressione

uniassiale e di tipo split hanno portato ad i seguenti valori di resistenza cilindrica e di trazione indiretta di 25.25 MPa e 2.96 MPa per la prima serie e di 10.33 MPa e 1.95 MPa per la seconda serie.

#### 4.1 Pilastri soggetti a carichi concentrati

In figura 6 si riportano le curve carico-accorciamento per i provini di solo calcestruzzo al variare di  $\beta$  ( $\beta = 1, 2$  e  $3$ ). E' interessante osservare che all'aumentare di  $\beta$  (cioè quando la larghezza della zona caricata si riduce) la capacità portante dell'elemento diminuisce pur rimanendo la rigidità iniziale del provino sostanzialmente invariata rispetto al caso di  $\beta = 1$ .

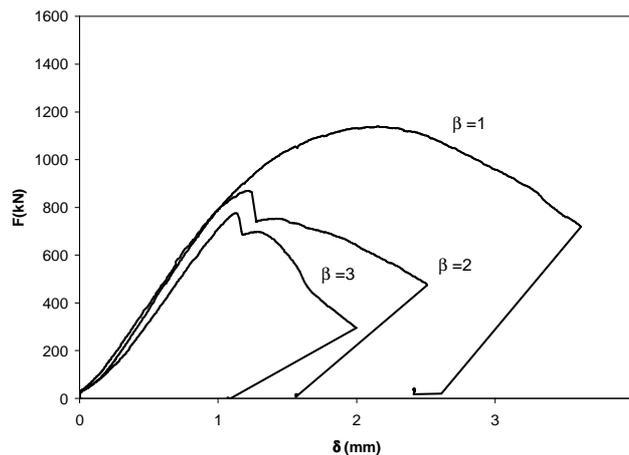


Figura 6 : Curve carico-accorciamento per provini di solo calcestruzzo.

Dopo il picco si manifesta una maggiore fragilità della risposta al crescere di  $\beta$ . Tale comportamento può trovare spiegazione nelle diverse modalità di rottura dei provini rilevate sperimentalmente al variare di  $\beta$  come mostrato in Fig.7.

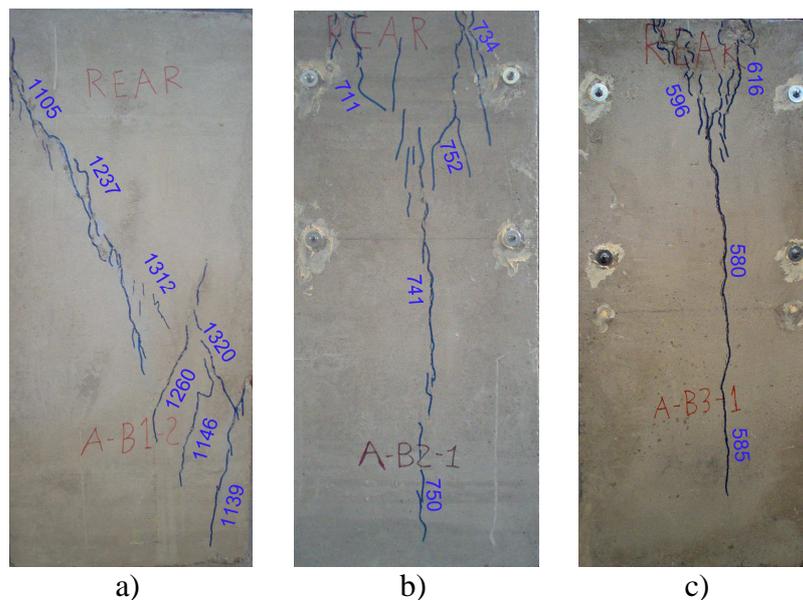


Figura 7 : Modalità di rottura per provini di solo calcestruzzo; a)  $\beta=1$ ; b)  $\beta=2$ ; c)  $\beta=3$ .

Nel caso di  $\beta = 1$  le modalità di rottura sono quelle tipiche di elementi compressi in una prova in presenza di attrito. Nel caso di  $\beta = 2$ , ovvero quando l'area di impronta del carico è la metà dell'intera sezione, si osserva che la modalità di rottura è contraddistinta dalla formazione di un cuneo di calcestruzzo sotto l'area d'impronta (vedi Fig. 7 b) che porta il provino al collasso con un valore di carico inferiore al valore registrato nel caso di  $\beta = 1$ . Per  $\beta = 2$  la tensione media è 16.53 MPa, mentre la corrispondente deformazione è 0.0016, con una riduzione del 34% e 44% degli analoghi valori rilevati nei provini con  $\beta = 1$ . Ciò è segno evidente della riduzione della capacità portante legata alla riduzione dell'area d'impronta del carico applicato.

Per  $\beta = 3$ , quando l'area di impronta del carico è di larghezza pari ad  $1/3 b$ , si osserva la maggiore riduzione del carico rispetto a  $\beta = 1$ . Il meccanismo di rottura è ancora quello a "fessura centrale-cuneo" rilevato con  $\beta = 2$ , con la principale differenza che l'altezza del cuneo di calcestruzzo sotto l'impronta di carico risulta più piccola (vedi Fig. 7 b). In questo caso la rottura si manifesta per un livello di tensione e di deformazione di 12.70 MPa e 0.0014, minori del 55% e del 62% rispetto all'analogo caso con  $\beta = 1$ , evidenziando la drastica riduzione di resistenza e di capacità deformativa legate alla riduzione dell'area di carico.

Negli elementi armati con staffe (vedi Fig. 8 a) si può osservare che il collasso dei provini con  $\beta = 1$  è quello caratteristico degli elementi compressi con staffe in presenza di attrito.

La tensione e la deformazione a rottura risentono della presenza delle armature di frettaggio che in questo caso svolgono anche ruolo di confinamento incrementando la resistenza e la duttilità dell'elemento in ragione della percentuale di armatura trasversale impiegata. La tensione di rottura e la relativa deformazione risultano infatti pari a 28 MPa e 0.003688.

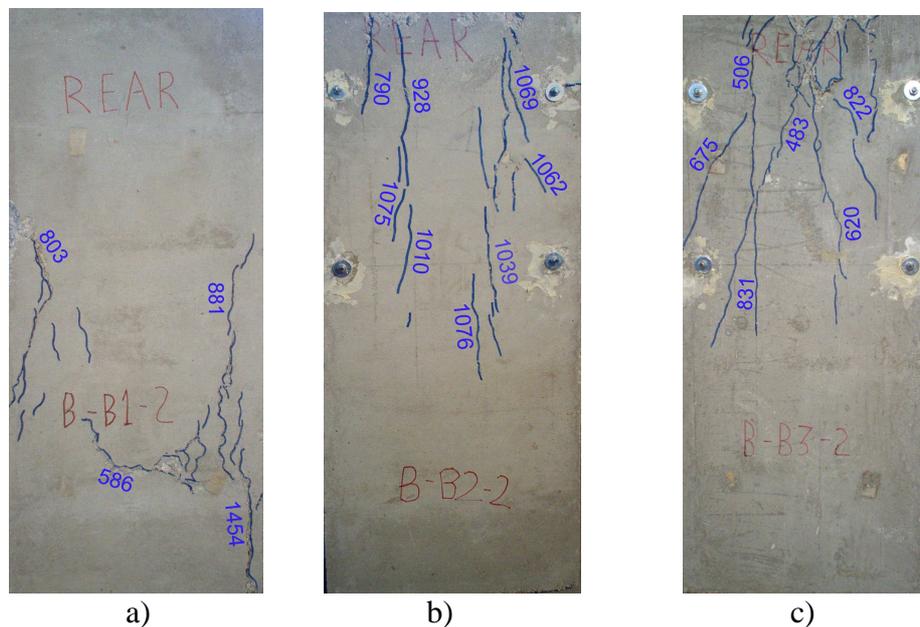


Figura 8 : Modalità di rottura per provini di calcestruzzo con armature di frettaggio. a)  $\beta = 1$ ; b)  $\beta = 2$ ; c)  $\beta = 3$ .

Nel caso di  $\beta = 2$  e 3 (vedi Fig. 8 b e c) le modalità di rottura sono simili a quelle già viste negli analoghi provini senza armature, ma la formazione di un cuneo di calcestruzzo sotto l'impronta di carico risulta meno evidente. Le modalità di rottura sono inoltre caratterizzate dalla formazione di fessure prevalentemente verticali ricadenti nella fascia centrale di larghezza uguale alla piastra di carico come mostrato in Fig. 8 b) e c). Nel caso di  $\beta = 2$  i

valori della tensione e della deformazione di picco risultano rispettivamente di 19.23 MPa e di 0.0021 che sono più piccoli del 32% e 40% rispetto ai provini con  $\beta = 1$ . Questo evidenzia che la riduzione dell'area di impronta comporta anche la riduzione della capacità portante, ma con effetti più contenuti rispetto ai casi di solo calcestruzzo. Per  $\beta = 3$  la tensione e la deformazione di picco risultano 16.09 MPa e 0.00325 che sono inferiori del 43% e del 10% rispetto a  $\beta = 1$ , mettendo in luce l'efficacia del rinforzo costituito dalle staffe.

In figura 9 vengono riportate le curve carico-accorciamento a tratto continuo per i provini in calcestruzzo armato al variare di  $\beta$  ( $\beta = 1, 2$  e 3).

Nello stesso grafico a tratteggio si riportano anche le analoghe curve relative ai provini di solo calcestruzzo. E' interessante osservare che incrementando  $\beta$  la capacità portante dell'elemento si riduce pur rimanendo la rigidezza iniziale del provino sostanzialmente invariata. La presenza delle armature trasversali, grazie all'azione di cucitura esercitata dalle stesse, incrementa la capacità portante dell'elemento che peraltro è ulteriormente incrementata in ragione del contributo delle barre verticali snervate. Dopo il picco si rileva una minore fragilità della risposta.

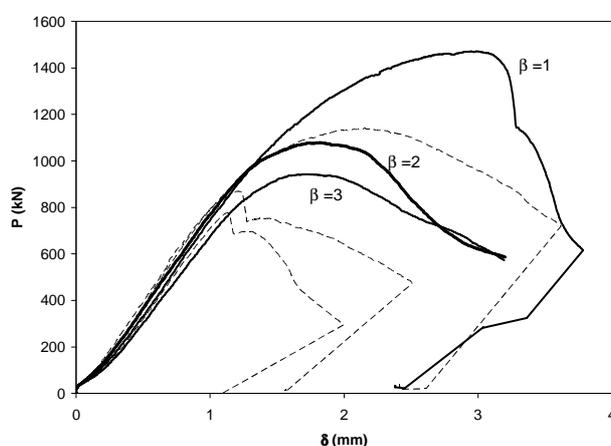


Figura 9 : Curve carico-accorciamento per provini con armature di frettaggio.

Di particolare interesse risulta infine il confronto in termini di curve carico-deformazioni trasversali dell'elemento mostrato nella Fig. 10 a), b).

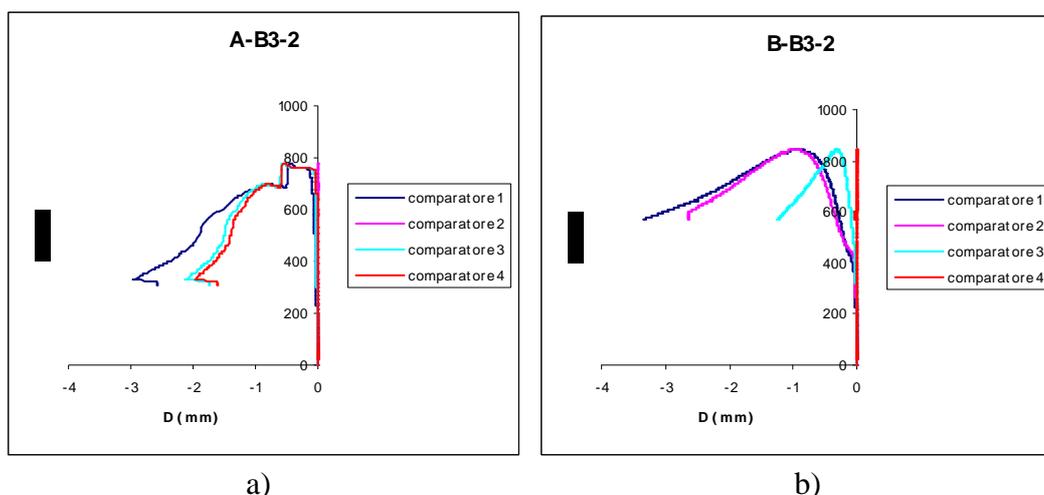


Figura 10 : Curve carico-spostamento per  $\beta=3$ ; a) Provino di solo calcestruzzo ordinario; b) Provino con armature di frettaggio.

In particolare i casi riportati sono quelli di provino di solo calcestruzzo in assenza ed in presenza di staffe come si evince dalle Fig. 10 a e b). Nei grafici si riportano con lo stesso segno le letture dei comparatori 1, 2, 3, 4 pur ricordando che le letture dei comparatori 1 e 3 sono quelle relative alla regione compressa, mentre le letture dei comparatori 2 e 4 sono quelle relative alla regione tesa. Dall'esame delle curve appare evidente l'azione di cucitura delle staffe che consentono di mantenere significativi livelli carico anche dopo il raggiungimento della massima capacità portante.

#### 4.1 Pilastri forati soggetti a compressione

In Fig. 11 si riportano le curve carico-accorciamento dei provini non armati sia in assenza (vedi Fig. 11a) che in presenza di foro centrale (vedi Fig. 11b).

Dall'andamento delle curve si evince che il comportamento degli elementi è caratterizzato da una fase iniziale a comportamento elastico lineare seguito dal progressivo danneggiamento dell'elemento che dopo il raggiungimento del carico massimo porta alla rottura progressiva del provino (fase degradante).

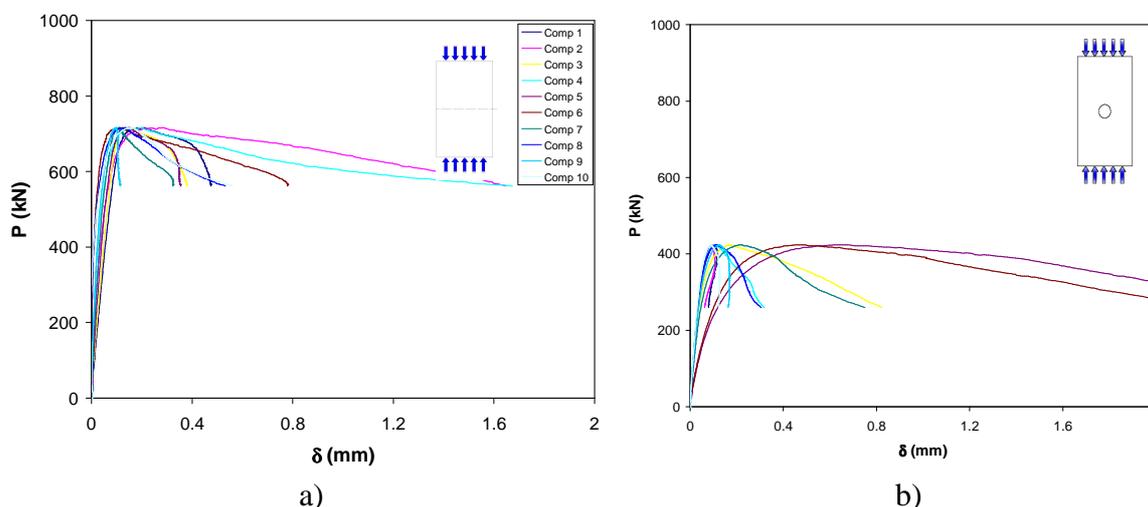


Figura 11 : Elemento compresso non armato: a) senza foro; b) con foro centrale.

In assenza di foro le letture dei comparatori sono prossime fra loro e la deformazione di picco risulta di circa 0.002, mentre la tensione corrispondente (rapporto tra il carico di rottura e l'area della sezione trasversale del provino) risulta di circa 9.5 MPa, valore prossimo a quello rilevato sui campioni cilindrici provati a schiacciamento per la caratterizzazione del materiale (10 MPa).

Nel caso di pilastro forato si osserva una significativa riduzione del carico di rottura di circa il 32%. E' interessante osservare che tale valore è maggiore del rapporto tra l'area della sezione forata rispetto a quella integra (rapporto che è invece di 0.88 prossimo ad una riduzione del 22%) mettendo in luce il fenomeno di intensificazione degli sforzi in prossimità del foro.

In Fig. 12 si riportano le curve carico-accorciamento dei provini armati sia in assenza (vedi Fig. 12 a) che in presenza di foro centrale (vedi Fig. 12 b) o di foro eccentrico (vedi Fig.12 c).

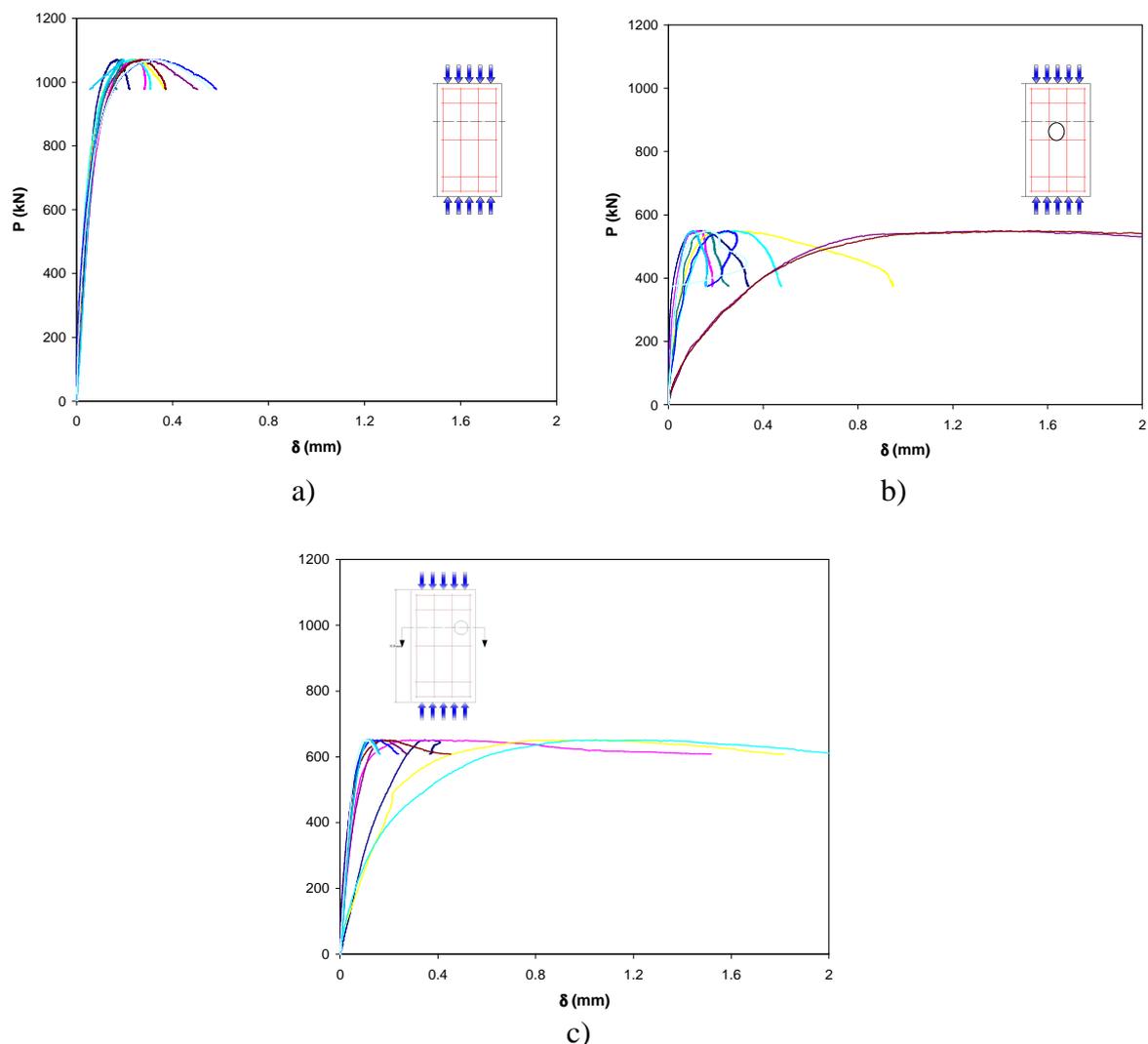


Figura 12 : Elemento compresso con armature: a) senza foro; b) con foro centrale; c) con foro eccentrico.

L'andamento delle curve è sostanzialmente simile a quello già riscontrato nel caso di colonne senza armature con la differenza che il carico e la deformazione di picco sono più elevati poiché influenzati dalla presenza delle armature longitudinali. Infatti il carico di rottura è praticamente pari alla somma di quello delle colonne in assenza di armatura e del contributo delle barre longitudinali snervate. La deformazione di picco è prossima allo 0.003, valore quest'ultimo coerente con quelli riscontrabili in letterature per elementi strutturali con debole confinamento. Nel caso di pilastro forato si osserva una significativa riduzione del carico di rottura di circa il 40%. Anche in questo caso tale valore è maggiore del rapporto tra l'area della sezione forata rispetto a quella integra. Dall'andamento delle curve si evince che le letture dei comparatori posti al di là del foro mostrano valori tra loro prossimi e più piccoli di quelli dei comparatori posti sul foro ove l'effetto di disturbo anche in termini deformativi è più marcato. Nel caso di foro eccentrico si ha modesta ulteriore riduzione di resistenza rispetto a quello di foro centrato. Le deformazioni di picco in prossimità della zona non forata rientrano sempre nei valori attesi per il calcestruzzo non confinato di 0.002.

Dal punto di vista deformativo risulta interessante il confronto di Fig. 13 in cui si riporta l'andamento degli spostamenti letti dai comparatori posti sulla base di misura 100 mm al variare della loro posizione e per tre livelli di carico rispettivamente pari a 1/3, 2/3 ed 1 del

carico massimo. Gli spostamenti letti dai comparatori nelle diverse posizioni sono poi stati collegati nei grafici mediante una curva interpolante.

In Fig. 13 si riporta il caso di pilastro forato senza armature da cui si osserva che l'andamento degli spostamenti in corrispondenza di comparatori laterali e di quello centrale sono sostanzialmente diversi al variare del livello di carico esaminato. Si evince che durante il processo di carico la sezione in prossimità del foro non si mantiene piana mostrando un significativo incremento della deformazione.

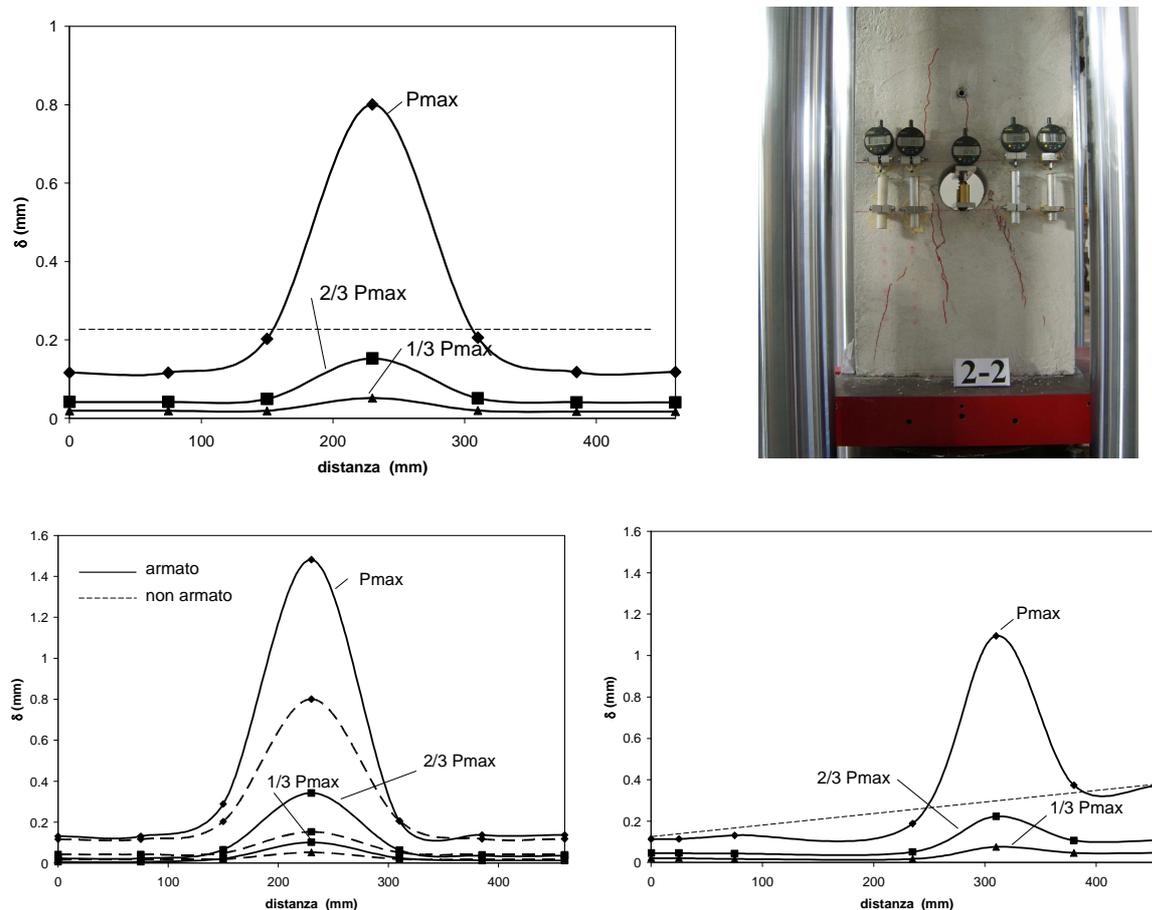


Figura 13 : Andamento degli spostamenti nella sezione con il foro.

Nell'ipotesi di comportamento elastico lineare del materiale il rapporto tra lo spostamento in prossimità del foro e quello sul bordo risulterebbe di 2.66, prossimo al valore di intensificazione degli sforzi in prossimità di una lastra caricata in compressione e con foro circolare. Inoltre il valore dello spostamento medio di 0.2 mm (che sulla base di misura di 100 mm corrisponde ad una deformazione di 0.002) risulta ampiamente superato nella zona limitrofa al foro. In Fig. 13 si mostrano le analoghe curve relative ai provini forati con armature e per confronto anche quelle relative ai provini senza armatura. In questo caso a causa della presenza delle armature le deformazioni in corrispondenza del foro sono più contenute rispetto al caso di elemento senza armature.

Si rileva inoltre che nel caso di foro eccentrico si produce pressoflessione sulla colonna con conseguenze sul profilo delle deformazione. In Fig. 13 si riporta infine una foto relativa ai provini forati a fine prova.

## 5. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

Per la previsione del carico di collasso dei provini con armature trasversali si può fare riferimento ai concetti menzionati nell'Eurocodice 2<sup>11</sup> che sono quelli già riportati in dettaglio nel Model Code (1990)<sup>10</sup>. Studi analoghi<sup>9</sup> forniscono espressioni semplificate di notevole efficacia per il calcolo della portanza dell'elemento. Il confronto teorico-sperimentale è qui limitato solo al caso di pilastri caricati su aree ridotte.

Secondo l'Eurocodice 2<sup>11</sup> è possibile dedurre il carico di rottura mediante la scrittura delle equazioni di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione dell'elemento compresso su area ridotta supposto nelle condizioni limite di formazione di un meccanismo di collasso mostrato qualitativamente in Fig. 14 a) ed il cui schema resistente in presenza di armature è quello di Fig. 14 b) che si forma in elementi di profondità  $t$  caricati da piastre di uguale profondità  $t$  e larghezza  $a$ .

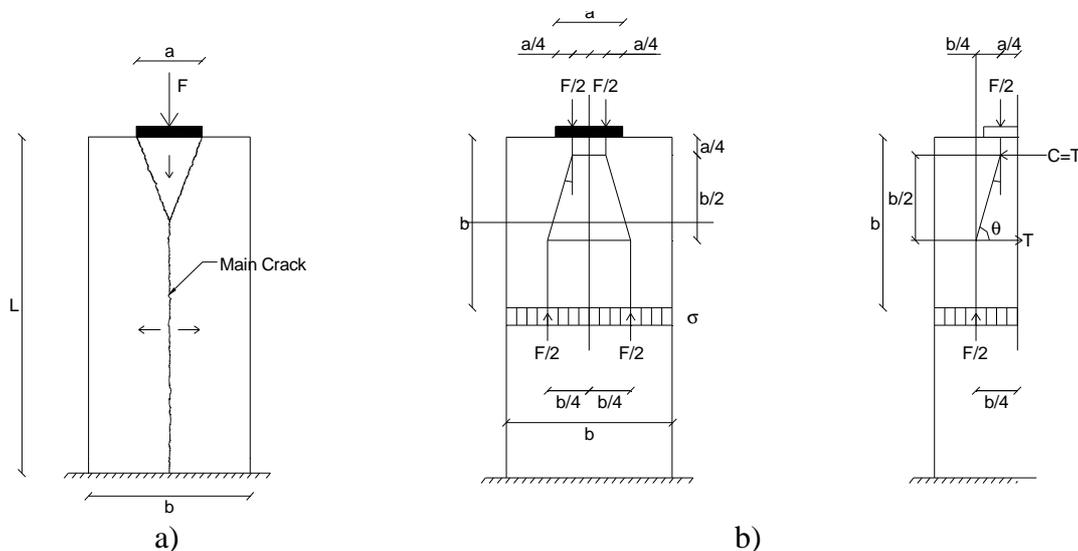


Figura 14 : a) Meccanismo di collasso del provino ; b ) modello di calcolo

In questo caso la determinazione della forza di trazione e fenditura  $T$  si può ottenere con un poligono delle forze che conduce alle seguenti formule:

$$T = \frac{F}{4} \cdot \frac{b-a}{b} = 0.25 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right) \quad (1)$$

Analogamente come suggerito recentemente<sup>9</sup> è possibile ricavare l'analogia espressione nella forma:

$$T = \frac{15 \cdot F}{32} \cdot \left(\frac{b-a}{2 \cdot b}\right) = 0.23 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right) \quad (2)$$

Nel caso di provini di solo calcestruzzo<sup>9</sup> è possibile assumere  $T$  pari a:

$$T = \frac{1}{2} \cdot b \cdot t \cdot f_{ct} \quad (3)$$

Essendo  $f_{ct}$  la resistenza a trazione indiretta assunta in assenza di sperimentazione come suggerito da ACI 318<sup>10</sup> pari a:

$$f_{ct} = 1.2 \cdot 0.7 \cdot \sqrt{f_c} \text{ in MPA} \quad (4)$$

In presenza di armatura lo sforzo di trazione si assume pari a  $f_{yd} A_s$  essendo  $A_s$  l'area complessiva delle staffe nel tratto  $b$  ed  $f_y$  la tensione di snervamento.

In Fig. 15 si riporta la variazione della pressione di rottura  $P_a$  ( $F_{max}/axb$ ) adimensionalizzata rispetto a  $f_c$  al variare del rapporto  $a/b$  nei casi di provini di solo calcestruzzo o armati. Nello stesso grafico si riportano i confronti con i valori di  $P_a$  (e quindi di  $F_{max}$ ) ottenuti applicando l'Eurocode 2 (Eq. (1), Eqn. (3, 4)) o il modello proposto in letteratura<sup>9</sup> espresso mediante le Eq. (2) con Eqn. (3 e 4). Il confronto mostra la buona rispondenza del modello impiegato con i valori registrati sperimentalmente.

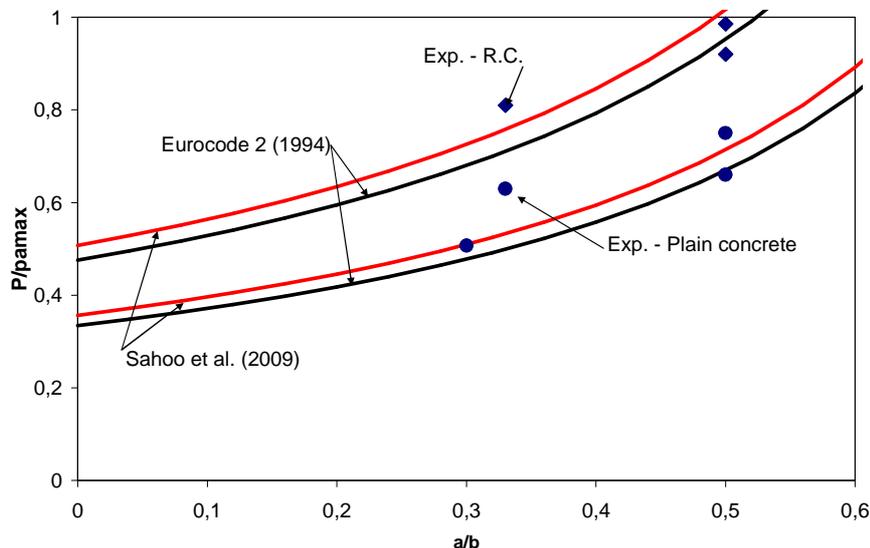


Figura 15 : Variazione della resistenza con il rapporto b/a.

## 6. CONCLUSIONI

Si è esaminato l'effetto delle armature in acciaio (longitudinali e trasversali) e della presenza di fori sul comportamento di elementi compressi in calcestruzzo armato caricati su un'area intera o ridotta. I risultati ottenuti mostrano che al diminuire dell'area di impronta del carico si riduce la portanza dell'elemento e l'aggiunta di armature trasversali produce migliori condizioni in termini di duttilità. Le prove di compressione centrata su pilastri forati hanno evidenziato che la presenza di un foro produce disturbo dello stato di tensione e di deformazione che è accompagnato da significativa riduzione della capacità portante rispetto al pilastro integro. Dal punto di vista teorico è possibile determinare il carico di collasso utilizzando modelli di calcolo presenti in letteratura<sup>9,11</sup> consentendo di ottenere una buona interpretazione delle modalità di collasso e dei valori di rottura riscontrati sperimentalmente.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] K. T. S. Iyengar, “ Two dimensional theories of anchorage zone stresses in post-tensioned beams”, *ACI Journal Proceedings*, V.549, n.10, pp. 1443-1446, (1962)
- [2] R. E. Rowe, “End block stresses in post-tensioned concrete beams”, *Structural Engineer*, V.41, n.2, pp. 54-68, (1963).
- [3] Y. Guyon, *Prestressed concrete*, Contractor’s record LTD, (1963).
- [4] A.L. Yettaram and K. Robbins, “Anchorage zone stresses in axially post-tensioned member of uniform rectangular section”, *Magazine of Concrete Research*, V.21, n.67, pp. 103-112, (1969).
- [5] M. Schlaich and A. Gorg , “Stress Fields for Nodes of Strut-and-Tie Models”, *Journal of Struct. Engng.*, ASCE, v.116, pp. 28-34, (1990).
- [6] M.D. Brown and O. Bayrak, “ Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts”, *ACI Structural Journal*, V.103, n.6, pp.813-821, (2006).
- [7] M.D. Brown, C. Sankovich, O. Bayrak, and J.O. Jirsa, “Behavior and Efficiency of Bottle-Shaped Struts”, *ACI Structural Journal*, Title n° 103-S36, (2006).
- [8] K.Y. Yang and A.F. Ashour, “Effectiveness of web reinforcement around openings in continuous concrete deep beams”, *ACI Structural Journal*, V.105, n.4, pp.414-424, (2008).
- [9] D. K. Sahoo, B. Singh and P. Bhargava, “Investigation of dispersion of compression in bottle-shaped struts”, *ACI Structural Journal*, V.106, n.2, pp. 178-186, (2009).
- [10] ACI Committee 318., *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95)*, and “*Commentary (ACI 318R-05)*”, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, (2005).
- [11] EUROCODE 2, *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for building*, ENV 1992-1-1, (1992).
- [12] G. Campione, M. Fossetti, M.L. Mangiavillano e S. Priolo, “Influenza del carotaggio sullo stato tensionale e deformativo di elementi compressi”, *Atti del Convegno Valutazione e riduzione della Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato*, RELUIS, Roma 29-30 Maggio (2008).
- [13] G. Campione e N. Miraglia, “Influenza delle fibre sul comportamento delle zone diffuse”, 17° Convegno C.T.E. Roma 5-6-7 novembre pp. 391-400 (2008).