

CONVENZIONE IUAV/DCA – TECNARIA

stipulata nel giugno 2002

**VALUTAZIONE SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO DI
CONNETTORI A TAGLIO PER IL COLLEGAMENTO
DI PARTI DIFFERENTI DI CALCESTRUZZO**

Rapporto finale

Relazione finale: luglio 2004

Revisione: dicembre 2004

Il responsabile scientifico della convenzione
Prof. Roberto Di Marco

Indice

PREMESSA	3
OBIETTIVI	3
SPERIMENTAZIONE 2002	4
Descrizione del connettore.....	4
Geometria	4
Caratteristiche campioni di push-out.....	5
I materiali.....	5
Il calcestruzzo.....	5
L'acciaio del connettore.....	6
Prove di push-out.....	6
Strumentazione	7
Modalità di prova	8
Condizioni ambientali	8
Durata	8
Risultati	9
Modalità di rottura.....	9
Carico massimo e scorrimento.....	11
Legami forza-scorrimento.....	11
Rigidezza	13
CONFRONTO CON VALORI TEORICI	15
Modelli di previsione	15
CONDIZIONI DI UTILIZZAZIONE	18
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	20
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	21
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	21
ALLEGATO A	23

PREMESSA

Il rinforzo di solai in latero-cemento può essere ottenuto mediante una soletta di calcestruzzo gettata all'estradosso (Fig. 1) e collegata all'esistente mediante opportuni dispositivi in grado di trasmettere l'azione di taglio all'interfaccia.

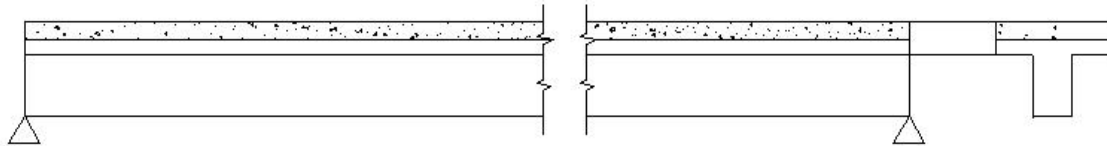


Fig. 1. Rinforzo di solaio con soletta gettata all'estradosso.

Studi precedentemente condotti [1] hanno mostrato che la contemporanea presenza di sforzi di interfaccia dovuti ai carichi ed alle deformazioni impresse (come quelle indotte dal ritiro soprattutto alle estremità delle travi) può far superare la resistenza di adesione; quest'ultima, inoltre, risulta essere dipendente dalla scabrezza della superficie e quindi difficilmente determinabile. Per tali motivi appare opportuno trascurare l'adesione, assegnando la totalità degli sforzi di taglio a dispositivi meccanici.

OBIETTIVI

Per il progetto del collegamento (numero e spaziatura connettori) è necessario conoscere la capacità resistente massima del singolo connettore.

Inoltre, la valutazione delle caratteristiche resistenti della sezione rinforzata (travetto preesistente + soletta di rinforzo), assumendo come ipotesi la sezione piana, è possibile solamente in assenza di apprezzabili scorrimenti relativi.

Questi ultimi influiscono sull'efficacia dell'intervento; infatti un collegamento molto deformabile riduce la collaborazione tra le due parti.

Pertanto, l'analisi ha riguardato l'individuazione sperimentale delle caratteristiche resistenti e deformative del connettore oggetto di studio.

SPERIMENTAZIONE 2002

Descrizione del connettore

Geometria

Il connettore è costituito da un gambo avente una parte filettata ed una con testa, e da una piastrina con due alette (profilo a zeta) (Fig. 2 e Fig. 3).

Il posizionamento avviene a secco: nell'elemento di calcestruzzo pre-esistente vengono predisposti un taglio ed un foro all'interno dei quali si inseriscono una delle alette della piastrina ed il gambo filettato; la parte rimanente del gambo con testa e la seconda aletta della piastrina vengono successivamente inglobate nel nuovo getto di calcestruzzo.

L'inserimento a secco rende agevole la messa in opera, poiché non è richiesta manodopera specializzata o preparazione della superficie e non risente delle condizioni ambientali al momento della posa, come potrebbe avvenire nel caso di utilizzo di resine.

Il connettore si presenta, quindi, formato da due parti: una post-installata, senza testa o sistema di espansione che possa favorire l'adesione al calcestruzzo, ed una pre-installata con testa, immersa nel calcestruzzo e ad esso aderente.

Tale modalità di messa in opera può influire sulle prestazioni; in particolare il taglio effettuato per inserire l'ala della piastrina può determinare una mancanza di aderenza, per cui la piastrina entra in gioco solamente quando gli scorrimenti sono tali da far aderire l'ala al calcestruzzo.

Non esiste continuità tra piolo e piastrina, così la trasmissione di rotazioni della base del gambo alla piastrina non è garantita. D'altra parte la presenza della piastrina appare importante in quanto attraverso un impedimento delle rotazioni alla base del gambo del piolo si può ottenere una maggiore rigidità del gambo stesso rispetto alla soluzione rappresentata da una semplice spinotto, con sezione di interfaccia libera di ruotare; quest'ultima condizione è quella che generalmente si realizza adottando uno spezzone di barra di armatura sagomato ad L, con un lato inserito nel travetto esistente ed uno inglobato nel getto integrativo.

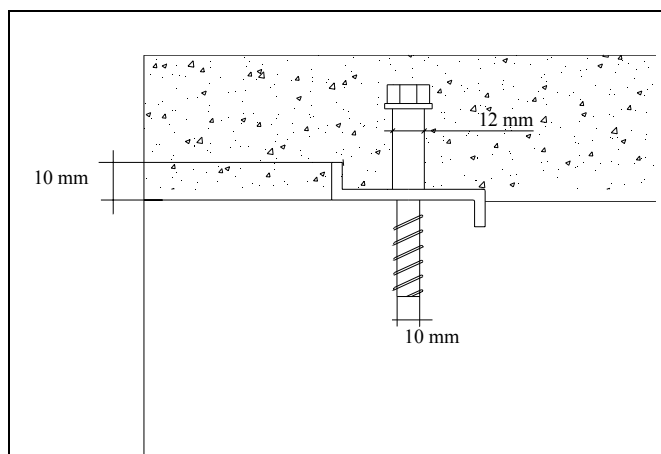


Fig. 2. Geometria del connettore



Fig. 3. Connettore inserito nel travetto

Caratteristiche campioni di push-out

La sperimentazione ha riguardato 2 serie di campioni:

- serie 1/2002: 6 campioni con calcestruzzo dei travetti e soletta di resistenza prevista $R_{cm} = 30$ MPa;
- serie 2/2002: 6 campioni con calcestruzzo dei travetti di resistenza prevista $R_{cm} = 15$ MPa e calcestruzzo della soletta di rinforzo di resistenza prevista $R_{cm} = 30$ MPa.

I campioni differiscono per la presenza o meno di una rete elettrosaldata inserita nella soletta. In tabella sono indicate le caratteristiche dei 12 campioni identificati attraverso la numerazione da 1 a 6 (serie 1/2002) e da 7 a 12 (serie 2/2002).

Tabella 1. Caratteristiche dei campioni.

Serie	Numero identificativo	R_{cm} calcestruzzo dei travetti (MPa)	R_{cm} calcestruzzo della soletta (MPa)	Rete elettrosaldata
Serie 1	1 ÷ 3	30	30	Sì
	4 ÷ 6	30	30	No
Serie 2	7 ÷ 9	15	30	Sì
	10 ÷ 12	15	30	No

R_{cm} = resistenza media del calcestruzzo

I materiali

Il calcestruzzo

La resistenza del calcestruzzo dei travetti è stata determinata mediante prove su cilindri di calcestruzzo prelevati mediante carotaggio [Rif. (b)÷(f)].

Tabella 2. Risultati delle prove di caratterizzazione del calcestruzzo.

N.	Origine prelievo	Misure (mm)	Carico di rottura (N)	Resistenza unitaria (MPa)	Modulo elastico (MPa)
		ϕ h			
1	da camp. n.4	54 108.6	78700	34.37	42400
2	da camp. n.5	54 108.3	82500	36.01	44700
3	da camp. n.6	54 108.5	99339	43.38	36700
4	da camp. n.10	54 108.0	33792	14.76	29600
5	da camp. n.11	54 108.4	34855	15.22	23300
6	da camp. n.12	54 108.5	27864	12.17	27300

Data di esecuzione : 02.10.02

L'acciaio del connettore

In Tabella 3 si riportano le caratteristiche dell'acciaio, valutate sperimentalmente su provini secondo normativa UNI EN 10002 [Rif. (g), (h)].

Tabella 3: *Caratteristiche meccaniche dell'acciaio dei connettori (valori medi su 3 campioni).*

tensione di snervamento (MPa):	542.67
tensione di rottura (MPa):	648.33
allungamento %:	3.5

Data di esecuzione: 07-11-2002

Prove di push-out

In Figura 4 è rappresentata la geometria dei campioni di push-out confezionati prendendo come modello i campioni utilizzati per le prove a taglio su connettori tipo Nelson, impiegati nelle travi miste acciaio-calcestruzzo [Rif. (a)].

La parte centrale del campione, suddivisa interponendo uno strato di polistirolo, simula la soletta di rinforzo del solaio, mentre le parti laterali del campione hanno geometria e dimensioni simili ai travetti dei comuni solai in latero-cemento.

Alla base del campione è stato predisposto un elemento metallico di contrasto atto ad eliminare l'apertura del campione in seguito all'eccentricità dell'azione trasmessa dal connettore rispetto alla reazione alla base di appoggio di ciascun travetto [2].

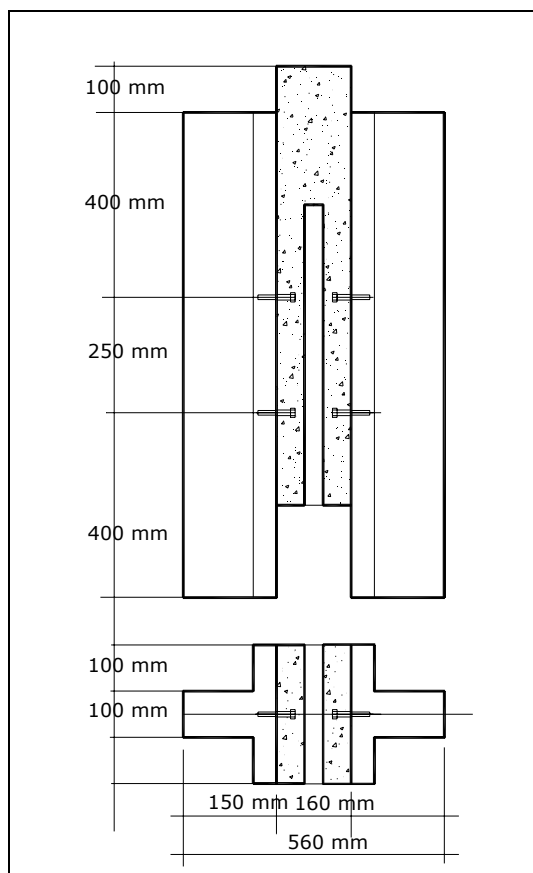


Fig. 4. Geometria del provino



Fig. 5. Disposizione degli strumenti di misura

Strumentazione

La strumentazione adottata è la seguente:

- a) pressa Metrocom portata 6000 kN (Fig. 6);
- b) cella di carico di portata 1000 kN per la misura del carico verticale applicato al campione (Fig. 7);
- c) cella di carico Tecnotest, portata 50 kN, per la misura della spinta orizzontale alla base del campione (Fig. 9);
- d) 4 trasduttori lineari Measurements Group con corsa massima 100 mm, per la misura degli scorrimenti relativi tra il blocco centrale del campione ed i due travetti laterali (Fig. 8);
- e) centralina di acquisizione dati Measurements Group, model 5100, a 20 canali per la registrazione automatica delle misure effettuate con i trasduttori e le celle di carico (Fig. 10).

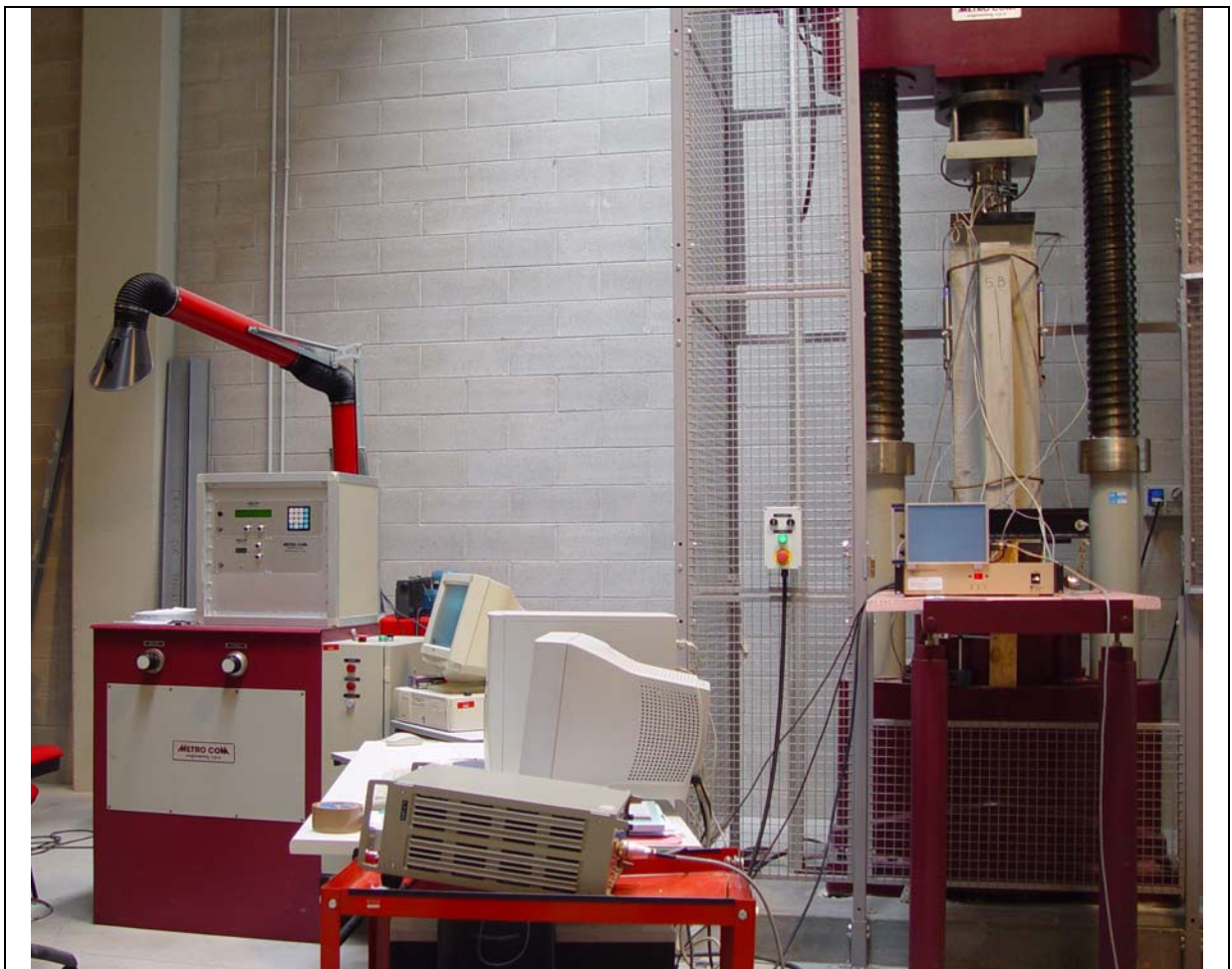


Fig. 6. Pressa MetroCom di portata 6000 kN (a destra) con dispositivo di controllo (a sinistra).



Fig. 7. Cella di carico per la misura della azione verticale applicata.

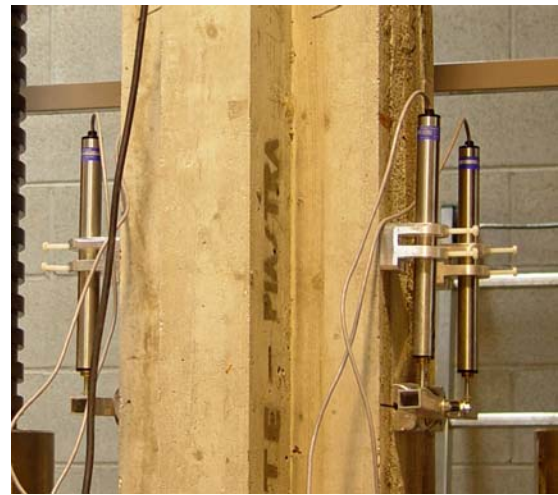


Fig. 8. Trasduttori per la misura degli scorrimenti relativi.

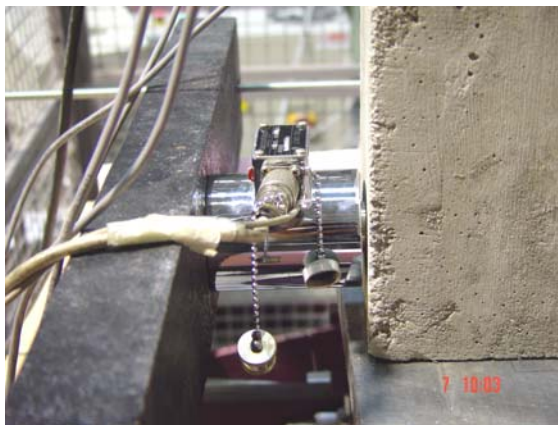


Fig. 9. Cella di carico per la misura della spinta laterale.



Fig. 10. Centralina acquisizione dati.

Modalità di prova

Le prove sono state condotte in modalità manuale in controllo di forza, applicando 25 cicli di carico-scarico tra 6 kN e 48 kN (rispettivamente pari a 5% e 40% del carico massimo teorico pari a ca. 120 kN), secondo quanto indicato nell'Eurocodice 4, paragr. 10: "Progettazione assistita dalla sperimentazione. Prove sui connettori a taglio" [3].

Condizioni ambientali

Umidità relativa = 71%

Temperatura 25 °C

Durata

Le prove hanno avuto mediamente una durata complessiva di 1h e 40 min. di cui 1h e 15 min. per la realizzazione dei 25 cicli e 25 min. per il ciclo finale sino a rottura (diagramma carico-scorrimento completo di ramo softening).

Risultati

Durante la prova, fino al picco di carico, si sono riscontrati modesti valori dello scorrimento ed assenza di significative scollamenti ortogonali alla superficie di contatto; al di là del picco si è, invece, osservato un progressivo sollevamento della soletta dal travetto con scorrimento del cuneo di calcestruzzo estratto dal travetto lungo la superficie inclinata di rottura.

Al termine della prova si è osservato quanto segue:

- assenza di danneggiamento del calcestruzzo lato soletta;
- assenza di rotazione della piastrina;
- piegamento del gambo filettato del connettore inserito nel travetto e successivo sfilamento
- rottura a cono del calcestruzzo attorno al gambo del connettore immerso nel travetto.

Modalità di rottura

Il raggiungimento del carico massimo è stato determinato dalla crisi calcestruzzo che avvolge la parte filettata del connettore, avvitata nel travetto di solaio.

In seguito al progressivo danneggiamento del calcestruzzo circostante, il gambo del connettore ha subito una deformazione flessionale ed ha mostrato un progressivo sfilamento dalla sua sede; durante questa fase, si è registrata una progressiva perdita di capacità portante che si è tradotta nel tracciamento di un ramo discendente dalla curva carico-scorrimento.

La resistenza del calcestruzzo ha influenzato la capacità resistente del connettore, ma non la modalità di rottura.



Fig. 11. Zona di calcestruzzo danneggiata attorno al gambo filettato del connettore (lato travetto)



Fig. 12. Parte filettata del connettore dopo la rottura (lato travetto)



Fig. 13. Cono di calcestruzzo danneggiato

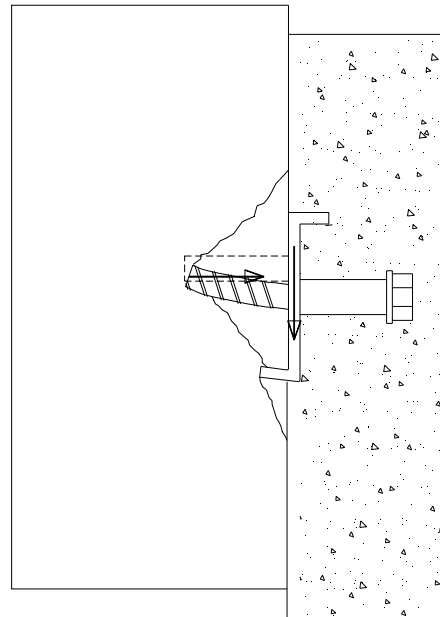


Fig. 14. Piegamento e sfilamento del connettore

Carico massimo e scorrimento

In Tabella 4 sono raccolti i risultati delle prove: carico massimo applicato al campione, azione di taglio agente su ciascun connettore (P_{max}) valutata suddividendo il carico totale applicato in parti uguali tra i 4 connettori, scorrimento medio s_u misurato in corrispondenza del carico massimo, scorrimento medio s_u al netto dello scorrimento residuo al termine dei cicli di carico e scarico.

Tabella 4. Risultati della sperimentazione.

Serie 1/2002				
n. campione	Carico massimo (kN)	P_{max} per connettore (kN)	s_u (mm)	s_u netto (mm)
1	127.79	31.95	0.78	0.71
2	105.04	26.26	1.81	1.77
3	100.90	25.22	1.20	1.18
4	102.03	25.51	1.26	1.23
5	134.20	33.55	1.50	1.47
6	113.05	28.26	2.33	2.30
Valore medio	113.84	28.46	1.48	1.44
Deviazione Standard	3.53	3.53	0.54	0.55
Serie 2/2002				
7	60.65	15.16	1.34	1.29
8	56.58	14.15	0.98	0.94
9	51.28	12.82	0.79	0.71
10	58.00	14.50	0.65	0.55
11	60.06	15.02	0.64	0.62
12	51.16	12.79	1.22	1.09
Valore medio	56.29	14.07	0.94	0.87
Deviazione Standard	1.05	1.05	0.29	0.29

I risultati sono fortemente dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo con una riduzione della resistenza della connessione quasi proporzionale a quella del calcestruzzo.

Legami forza-scorrimento

In Fig. 15 si riportano i legami carico - scorrimento (P-s) per il singolo connettore.

Il confronto tra le serie 1/2002 e 2/2002 mostra l'effetto della resistenza del calcestruzzo del travetto (Fig. 14a, b); in tutte e due i casi, raggiunto il picco di

carico, si è avuto un abbattimento della capacità portante del connettore, a causa della rottura del calcestruzzo attorno al gambo e l'instaurarsi del meccanismo di taglio-flessione evidenziato al paragr. precedente.

Per elevati valori dello scorrimento si è rilevata una resistenza residua (circa 7 kN) che può essere stata determinata dal contributo resistente del cono di calcestruzzo che ha impedito alla soletta di scorrere rispetto al travetto.

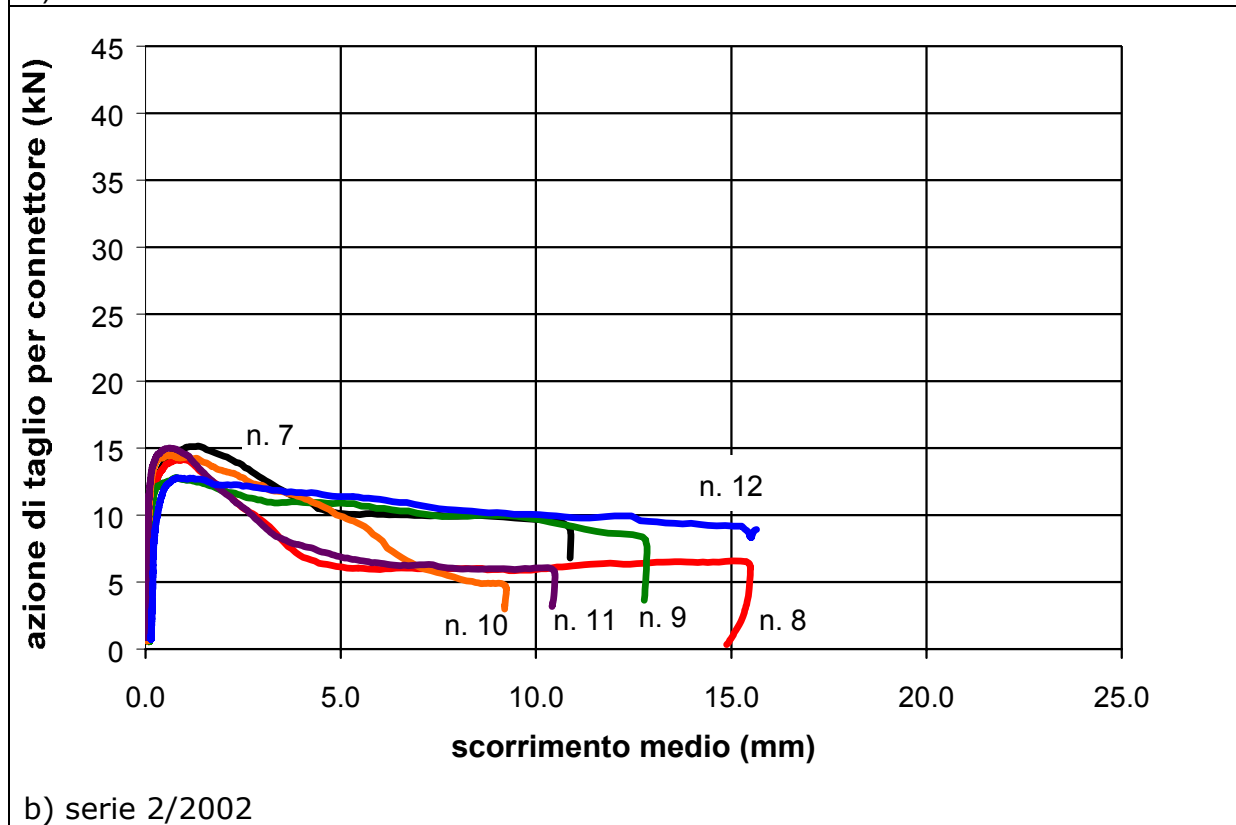
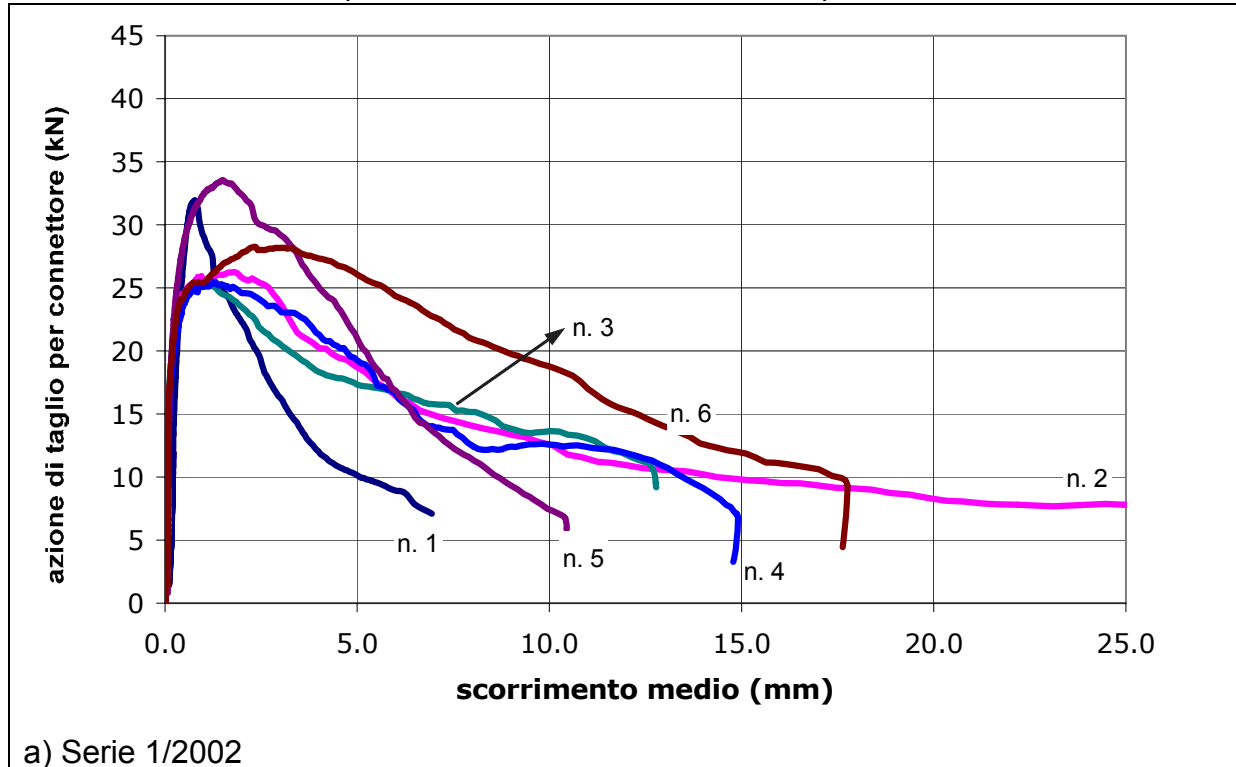


Fig. 15. Legami forza-scorrimento dei connettori delle serie 1/2002 e 2/2002.

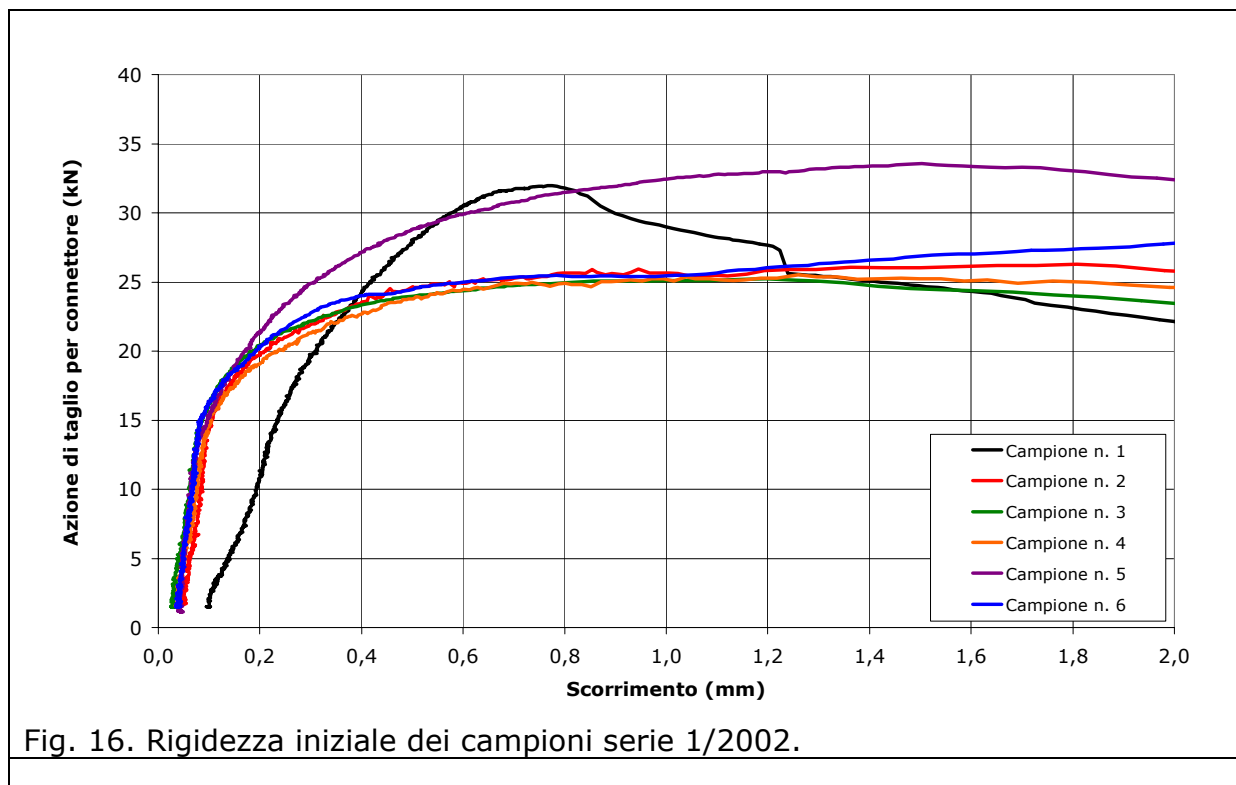
Rigidezza

Le curve carico-scorrimento (P-s) presentano nel ramo di carico crescente tre diversi tratti (Fig. 16 e 17):

- tratto iniziale, sino ad un valore del carico pari a circa 15% di P_{max} , caratterizzato da modesta rigidezza con scorrimenti dovuti probabilmente al gioco gambo-foro creato per inserire il connettore nel travetto esistente;
- tratto intermedio caratterizzato da un comportamento lineare fino ad un valore del carico P_e pari a 45 ÷ 55 % di P_{max} ;
- tratto sino a P_{max} caratterizzato da un andamento non lineare, con rigidezza secante decrescente.

La rigidezza K ($=P/s$) dei connettori riportata in Tabella 5 è stata valutata con riferimento al tratto lineare.

La resistenza del calcestruzzo non ha portato a significative variazioni del comportamento iniziale (Tabella 5 e Fig. 18)



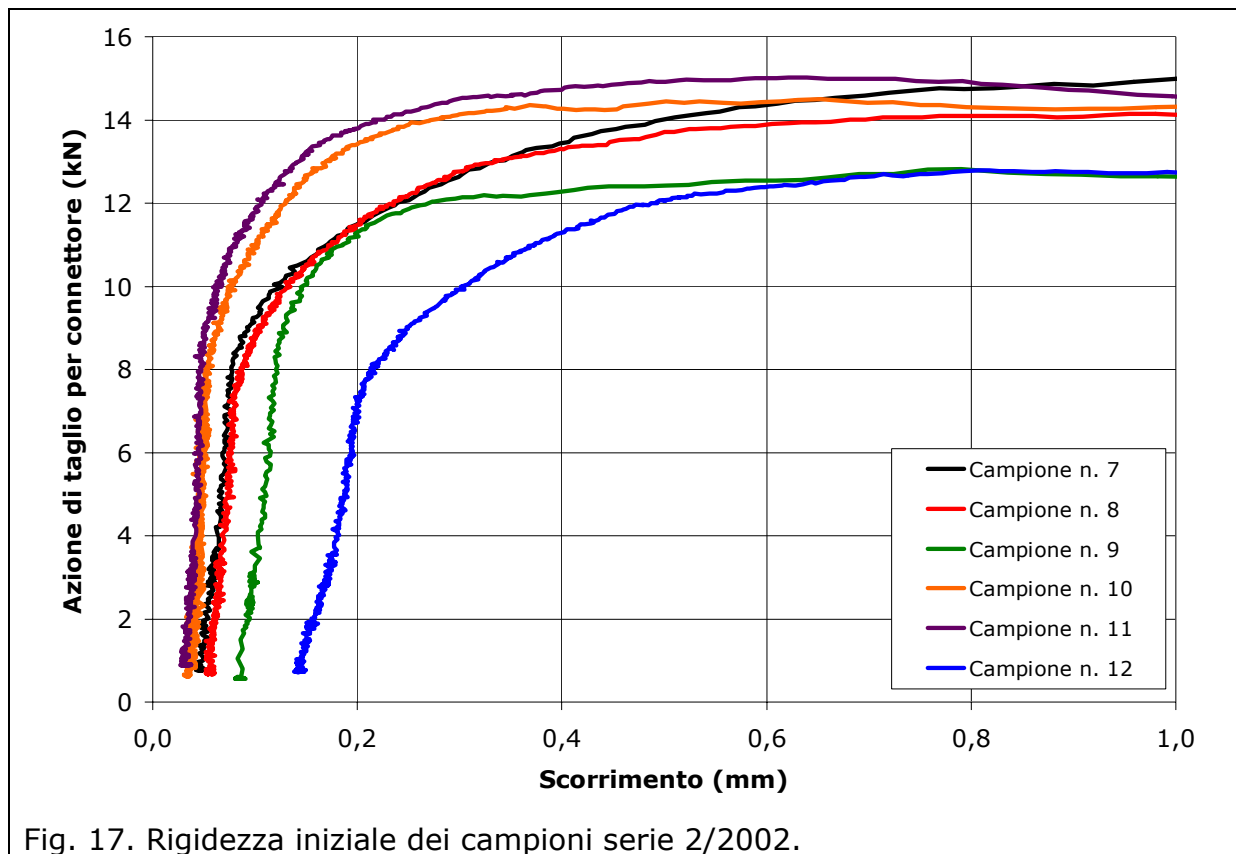


Fig. 17. Rigidezza iniziale dei campioni serie 2/2002.

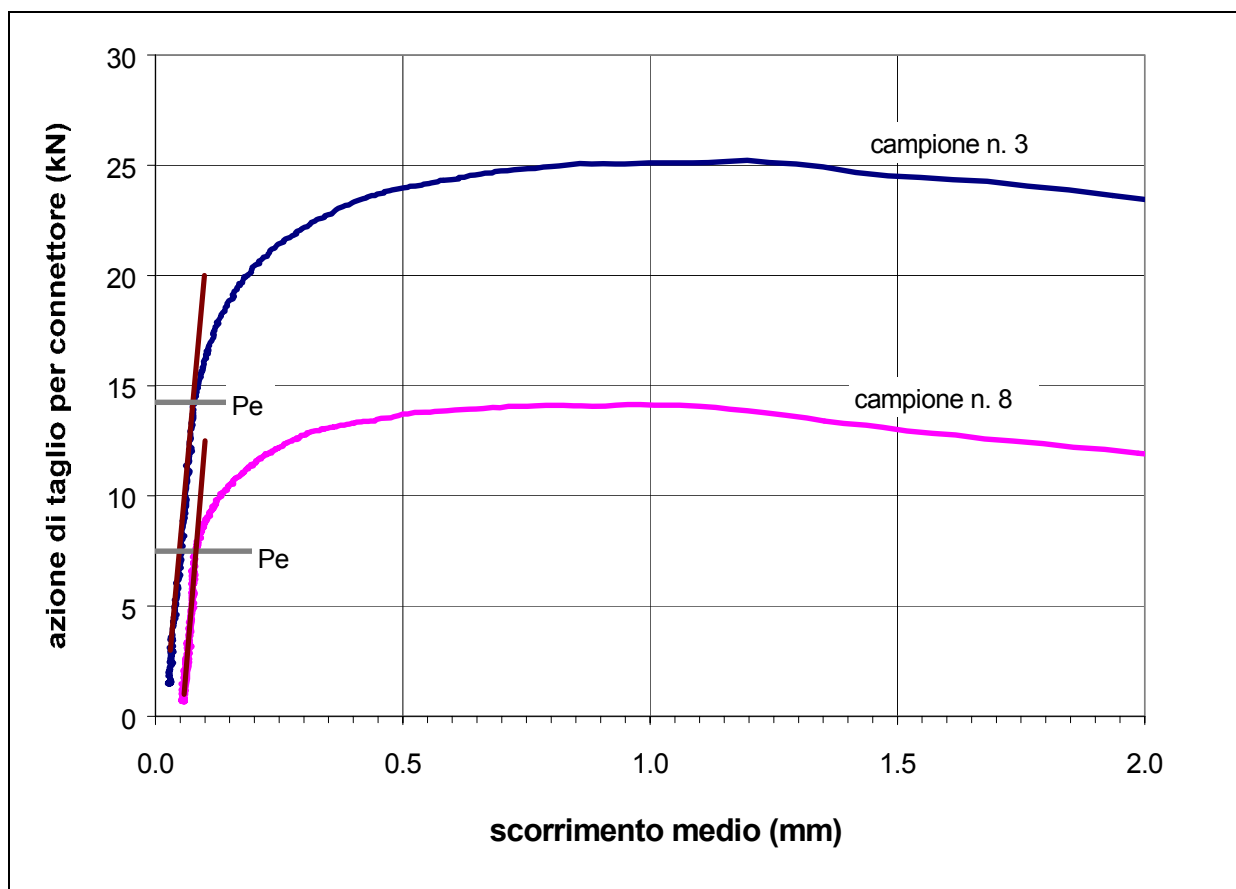


Fig. 18. Ramo lineare della curva carico-scorrimento e rigidezza.

Tabella 5. *Rigidità K.*

n. campione	Rigidità (kN/mm)	P_e/P_{max}		n. campione	Rigidità (kN/mm)	P_e/P_{max}
Serie 1/2002				Serie 2/2002		
1	109.20	0.50		7	216.00	0.49
2	303.66	0.54		8	260.00	0.56
3	226.82	0.57		9	250.00	0.66
4	289.50	0.59		10	500.00	0.55
5	323.53	0.38		11	535.71	0.57
6	314.30	0.52		12	136.36	0.56
Valore medio	216.17	0.52		Valore medio	316.34	0.56
Deviaz. Standard	81.97	0.074		Deviaz. Standard	162.41	0.055

CONFRONTO CON VALORI TEORICI

I dati della sperimentazione qui presentati non consentono di formulare modelli di comportamento validi per condizioni diverse da quelle dei provini. Tale operazione richiede, infatti, estese indagini in merito agli effetti dei parametri più significativi sul comportamento della connessione, quali:

- la resistenza del calcestruzzo;
- le dimensioni del connettore, in particolare diametro, lunghezza del gambo e piastrina;
- distanza del connettore dal bordo del travetto parallelo alla direzione della forza;
- cura con cui viene eseguito il getto.

In questa fase analisi dei risultati non si considera l'eventuale contributo resistente offerto dall'aletta immersa nel calcestruzzo; il gioco piastrina-calcestruzzo, determinato dal taglio eseguito per il suo posizionamento, e lo spalling del calcestruzzo dietro all'aletta della piastrina ne rendono incerto il contributo.

Tuttavia, il ruolo della piastrina non è trascurato, ma è, invece, messo in conto attraverso l'effetto che la sua presenza ha sulla condizione di vincolo dello spinotto che costituisce il connettore.

Modelli di previsione

Nel seguito i valori della resistenza della connessione sono confrontati con quelli teorici ricavati da leggi di previsione proposte in letteratura relative a:

- a) connessioni a piolo utilizzate nelle strutture miste acciaio-calcestruzzo che presentano la sezione di attacco alla trave metallica solidale alla trave stessa e quindi impedita di ruotare;

- b) barre di armatura passanti nelle quali la sezione di applicazione della forza di taglio non è impedita di ruotare e la trasmissione avviene con il meccanismo noto come "dowel-action".

Condizione a):

In [4] non vengono fornite formule teoriche per predire il carico di rottura quando quest'ultima avviene per combinazione di schiacciamento del calcestruzzo e "pull-out" del gambo, come quella mostrata dagli elementi oggetto della sperimentazione qui esposta.

La crisi del calcestruzzo - per schiacciamento e/o "spalling" - costituisce in ogni caso la causa del raggiungimento del valore massimo di resistenza a taglio in tutti i campioni analizzati; in tali condizioni le grandezze che entrano nelle formule di previsione della resistenza sono:

- la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c (da cui dipende anche quella a trazione),
- la sua deformabilità (modulo elastico E_c),
- la rigidezza flessionale del gambo del connettore, che deriva dalle caratteristiche della sezione trasversale e dalla lunghezza del gambo.

I dati sperimentali vengono, quindi, confrontati con i modelli di previsione che considerano la dipendenza della resistenza massima P_{max} da tali grandezze.

Le leggi di previsione proposte in letteratura o nei codici normativi derivano da quella formulata da Ollgaard et al. [5], e riportata anche in [1] nella forma:

$$P_{max} = 0.39 \cdot d^2 \sqrt{f_c \cdot E_{cm}} \quad (1)$$

con

f_c = resistenza media cilindrica del calcestruzzo

E_{cm} = modulo elastico secante del calcestruzzo

d = diametro del piolo.

Nell'Eurocodice 4 [3] l'applicazione della Eq. (1) per la valutazione di un valore caratteristico diviene:

$$P_{max} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (2a)$$

con α parametro che dipende dal rapporto altezza/diametro (h/d) del gambo; in [3] si disaccoppia la crisi lato calcestruzzo (Eq. (2a)) dalla crisi lato acciaio:

$$P_{max} = 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) \quad (2b)$$

con f_u = resistenza a trazione dell'acciaio.

Poiché la rottura non si è mai verificata per tranciamento del gambo del piolo, l'Eq. (2b) non viene qui considerata.

Condizione b):

Di seguito la portanza dei connettori viene anche confrontata con la resistenza a taglio offerta dalle barre di armature all'interno di elementi in calcestruzzo; a tale riguardo si fa riferimento alla formula di previsione elaborata da Tsoukantas & Tassios [6] sulla base di studi teorico-sperimentali:

$$P_{max} = \delta \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} f_{sy} (1 - \zeta^2)} \quad (3)$$

valida per eccentricità della forza sullo spinotto pari a zero rispetto al piano di scorrimento, con:

δ = coefficiente che dipende dalla distanza del connettore dal bordo dell'elemento in calcestruzzo ($\neq 1.3$);

f_{ck} = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo

f_{sy} = tensione di snervamento dell'acciaio;

$\zeta = \sigma_s / f_{sy}$ parametro utilizzato per calcolare la riduzione della resistenza dello spinotto per la presenza di una tensione di trazione σ_s .

Per i valori teorici ricavati in base al modello "dowel" si è considerato per il connettore una sollecitazione di puro taglio, ponendo $\zeta = 0$.

Le relazioni (1)÷(3) sono state applicate con riferimento al solo gambo filettato, unica parte interessata dalla inflessione e dalla rottura del calcestruzzo circostante.

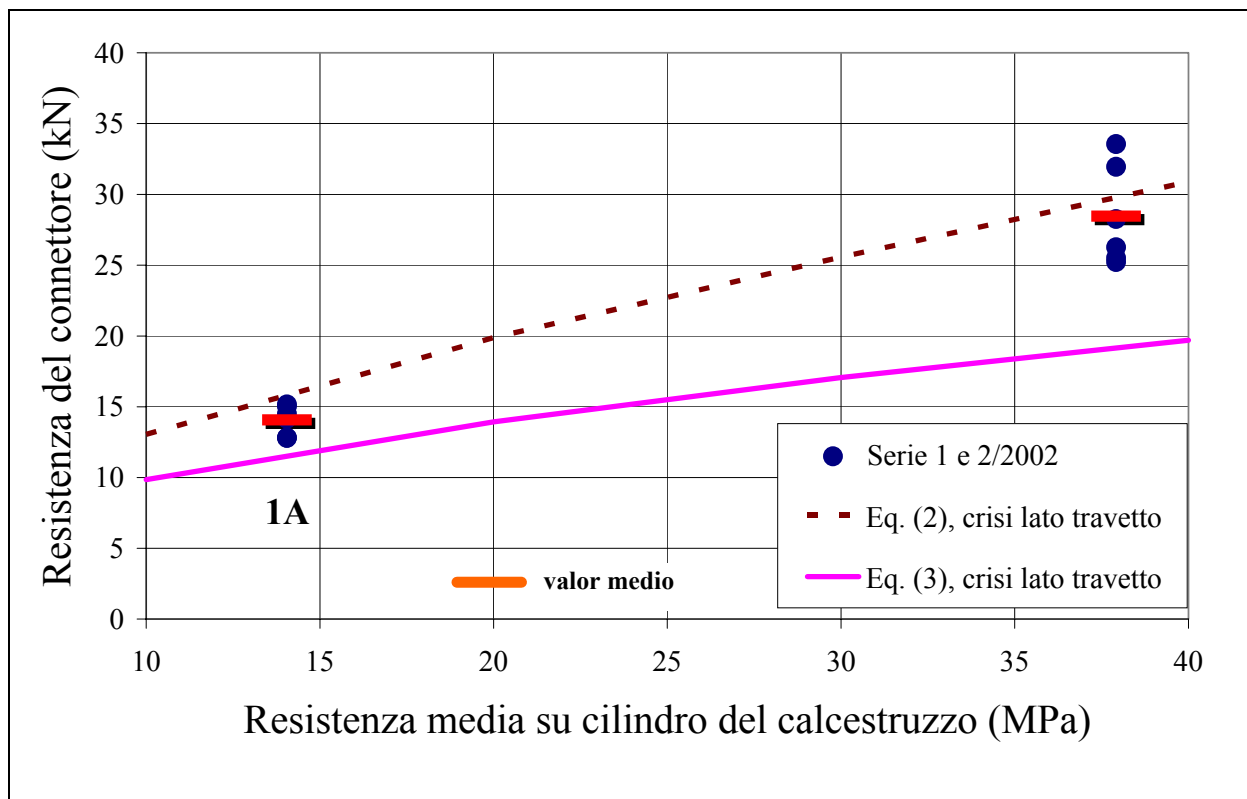


Fig. 19. Confronto della resistenza della connessione con modelli teorici (avendo posto nella (3) $\zeta = 0$ ed $f_{ck} = f_{cm}$).

I valori ricavati dalla formula di previsione dell'EC4 mostrano una maggiore vicinanza ai valori sperimentali; una prima interpretazione può far pensare ad un funzionamento tipo (a) dovuto alla minore rotazione della base del piolo per effetto della presenza della piastrina. Ulteriori indagini sperimentali sono necessarie in merito all'influenza della pressione esercitata sul calcestruzzo dall'ala della piastrina.

CONDIZIONI DI UTILIZZAZIONE

La resistenza del connettore è dipendente principalmente dalle caratteristiche del calcestruzzo dei travetti del solaio da rinforzare. L'efficacia dell'intervento è pertanto limitata dalla qualità del calcestruzzo e dal suo stato di conservazione. L'intervento deve quindi essere preceduto da un'analisi dello stato di fatto, mediante:

- valutazione della resistenza del calcestruzzo con prove non distruttive o, se necessario, mediante estrazione di carote su cui eseguire prove di compressione.
- rilievo della presenza di vuoti (ad. es. nidi di ghiaia formati durante il getto).
- rilievo della presenza di fitte armature superficiali che impediscono la penetrazione del connettore e/o della piastrina
- rilievo della larghezza del travetto che dovrà essere tale da garantire un buon ricoprimento del gambo del connettore ed una adeguata diffusione della forza di taglio nel calcestruzzo circostante il connettore stesso.

Per quanto concerne quest'ultima condizione, in [14] si suggerisce di tener conto della presenza di bordi paralleli alla direzione della forza mediante il coefficiente $\Psi_{s,V}$:

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 c_2 / (1.5 c_1) \leq 1 \quad (4)$$

essendo

c_2 = distanza del connettore dal bordo parallelo alla forza

c_1 = distanza del connettore dal bordo ortogonale alla direzione della forza

Nel caso in esame, essendo c_1 tendente ad infinito, il coefficiente risulta indipendente da c_2 e pari a 0.7. L'applicabilità della relazione (4) alla condizione in esame richiede un idoneo studio sperimentale.

Inoltre, nel progetto dell'intervento si deve tener conto che il nuovo getto determina un incremento del peso proprio, così parte dell'aumento di capacità portante, dovuto al maggior braccio della coppia interna, viene spesa per far fronte al nuovo peso dell'elemento strutturale.

Risulta quindi opportuno:

- verificare che le armature preesistenti siano in grado di sopportare l'incremento di carico previsto nel nuovo progetto. Una deficienza al lembo superiore - nelle zone a momento negativo - può essere superata mediante armature integrative poste nello spessore della nuova soletta e

opportunamente ancorate. Una carenza di armatura tesa inferiore – zone a momento positivo – deve, invece, condurre a soluzioni progettuali che non possono essere limitate al solo getto della soletta all'estradosso.

- predisporre una puntellatura continua durante il getto in modo da far gravare il peso della nuova soletta di rinforzo sulla sezione resistente aumentata.
- Ridurre il peso proprio della soletta mediante l'utilizzo di calcestruzzo alleggerito.

Come indicato in [7] e [8], i calcestruzzi alleggeriti, rispetto a quelli ordinari, sono caratterizzati da:

- un minore modulo elastico,
- un minore coefficiente di viscosità a tempo infinito,
- un maggiore valore della deformazione unitaria di ritiro a tempo infinito.

Il beneficio che può derivare dal loro utilizzo deve, quindi, essere attentamente verificato in relazione alle seguenti questioni:

- a) effetti sulla connessione: la maggiore deformabilità del calcestruzzo influisce sulla distribuzione delle pressioni trasmesse dal piolo al calcestruzzo circostante, con ripercussioni sulla capacità portante e la deformabilità del connettore;
- b) Effetti sul comportamento flessionale: la maggiore deformabilità della soletta determina un minore contributo di questa nel funzionamento in parallelo del sistema travetto-soletta, con minore efficacia dell'intervento. Tale condizione risulta accentuata dalle deformazioni viscosi che, nel tempo, determinano una migrazione degli sforzi dalla soletta (a comportamento viscoso) verso le parti pre-esistenti (elastiche o a comportamento viscoso esaurito).

Le soluzioni andranno studiate caso per caso in base alla condizione preesistente ed alle richieste progettuali.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro si considera un collegamento metallico per realizzare una efficace connessione tra parti strutturali in calcestruzzo realizzate in tempi successivi, come nel caso di rinforzo di solai in latero-cemento mediante soletta all'estradosso.

Le prove sono state condotte su un connettore costituito da una vite ed una piastrina non collegate, ma semplicemente inserite l'una nell'altra; per tale motivo non è a priori garantita la collaborazione tra i due elementi.

I risultati sperimentali ed il loro confronto con i valori teorici ricavati sulla base di definiti modelli di comportamento, hanno mostrato che - rispetto alla usuale soluzione costituita dal solo perno - la piastrina all'interfaccia, grazie alla forma a zeta, può costituire un vincolo alla base del piolo che ne riduce la deformabilità.

Gli esiti della sperimentazione qui esposta suggeriscono la possibilità di poter migliorare le prestazioni del connettore intervenendo sulla parte da avvitare al travetto, che ha mostrato essere la parte più debole, mediante:

- un ringrosso della sezione del connettore in vicinanza della interfaccia travetto- soletta; aumentando il diametro di questa zona, la forza trasmessa dal connettore al calcestruzzo viene distribuita su una superficie di impronta maggiore e quindi diminuisce la pressione sul calcestruzzo;
- un allungamento del gambo filettato. In tal modo si ottiene un migliore ancoraggio del connettore al calcestruzzo, così la forza assiale dovuta allo sfilamento del connettore in fase post picco determina un cono di strappo di maggiori dimensioni, condizione che ne ritarda la formazione.

La sperimentazione dovrà essere progettata in modo da evidenziare gli effetti di:

- resistenza del calcestruzzo, soprattutto lato travetto esistente; essendo questa la parte con caratteristiche più incerte, appare importante valutare gli effetti di condizioni di partenza molto differenziate;
- geometria del connettore; in particolare si evidenzia la necessità di svolgere delle prove su connettore senza piastrina, costituito dalla sola vite, in modo da fare emergere con maggiore chiarezza il ruolo della piastrina.
- distanza del connettore dal bordo del travetto parallelo alla direzione della forza. La resistenza del connettore è infatti influenzata dalla possibilità di avere una completa diffusione della forza nel calcestruzzo che circonda il gambo del piolo; la vicinanza di quest'ultimo al bordo del travetto può determinare premature fratture del calcestruzzo.
- affidabilità del connettore in presenza di azioni che possono generare il sollevamento del nuovo getto rispetto all'esistente.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- a) UNI ENV 1994-1-1, Eurocodice 4, paragr. 10: "Progettazione assistita dalla sperimentazione. Prove sui connettori a taglio".
- b) UNI 6130, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica. Forma e dimensioni, 1980.
- c) UNI 6131, Prelevamento campioni di calcestruzzo indurito, 1983.
- d) UNI 6132, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di compressione, 1972.
- e) UNI 6135, Prove distruttive sui calcestruzzi. Prova di trazione, 1972.
- f) UNI 6556, Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione, 1976.
- g) UNI 552, Prove meccaniche dei materiali metallici. Simboli, denominazioni e definizioni, 1986.
- h) UNI EN 10002, Materiali metallici. Prova di trazione. Metodo di prova (a temperatura ambiente) 1992.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] F. Münger, M. Wicke, J.O. Jirsa, Connection of old concrete with new concrete-overlays, Conference report of International Conference on "Composite Construction - Conventional and Innovative", Innsbruck, Austria, September 16-18, 1997: pp. 157-162.
- [2] E. Giuriani, A. Grisanti. Comportamento dei pioli nelle connessioni delle travi miste di acciaio e calcestruzzo, Studi e Ricerche, Bergamo, 1986: pp. 271-307.
- [3] CEN prEN 1994-1-1, Eurocode 4 "Design of composite steel and concrete structures", Part 1-1: General rules and rules for buildings, Stage 34, Final project Team Draft, 1 January 2002.
- [4] CEB, Design of fastenings in concrete, Draft CEB Guide – part 1 to 3, Bulletin d'Information 226, Aug. 1995.
- [5] Ollgaard J., Slutter R., Fisher J. - 1971, Shear Strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete, American Inst. Steel Engng. Journal, 8, n. 2, pp. 55-64.
- [6] S.G. Tsoukantas, T.P. Tassios. Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements, ACI Structural Journal, vol. 86, n.3, May-June, 1989, pp. 242-249.
- [7] CEB-FIP Lightweight aggregate concrete, Codes and standards, Bulletin 4, Aug. 1999.
- [8] CEB-FIP, lightweight aggregate concrete, Guidance documents, Bulletin 8, May 2000.
- [9] D.J. Oehlers, C.G. Coughlan, The shear stiffness of stud shear connections in composite beams, Journal of Constructional Steel Research, n. 6, 1986: pp. 273 - 284.

-
- [10] D.J. Oehlers, R.P. Johnson, The strength of stud shear connections in composite beams, *The structural engineer*, vol. 65B, n.2, June 1987: pp. 44 – 48.
- [11] P. Gelfi, E. Giuriani, Modello teorico del legame costitutivo per le connessioni a piolo, *Studi e Ricerche. Italcementi*, Bergamo, vol. 9,1987: pp. 323 – 341.
- [12] T. Ueda, S. Kitipornchai, K. Ling, Experimental investigation of anchor bolts under shear, *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, n.4, April 1990.
- [13] ACI, State of the art report on anchorage to concrete, Reported by Committee 355, 1991.
- [14] CEB, Design of fastenings in concrete. Design Guide – Parts 1 to 3, Bulletin 233, January, 1997.
- [15] EOTA, Guideline for European Technical Approval of metal anchors for use in concrete. Part 1: anchors in general, ETAG 001, 1997.
- [16] F. Münger, M. Wicke, N. Randl, Design of shear transfer in concrete-concrete composite structures.
- [17] E.K. Tschegg, M. Ingruber, C.H. Surberg, F. Münger, Factors influencing fracture behavior of old-new concrete bonds, *ACI Materials Journal*, vol. 97, n.4, July-August 2000: pp. 447-453.
- [18] EOTA, Guideline for European Technical Approval of metal anchors for use in concrete. Annex C: Design Methods for Anchorages, ETAG n.001, 2001.

ALLEGATO A

NUOVO PROGRAMMA DI PROVE SU CONNETTORI PER CALCESTRUZZO

FRASE 2

Come già indicato nella relazione, sulla base dei risultati ottenuti con le prove di Fase 1 (sperimentazione 2002), sono stati definite alcune modifiche da apportare alla geometria del connettore; in particolare si è intervenuti nella sezione del gambo del connettore nella zona prossima all’interfaccia travetto-soletta e nella lunghezza del gambo filettato.

La nuova geometria è indicata in Figura 1A.

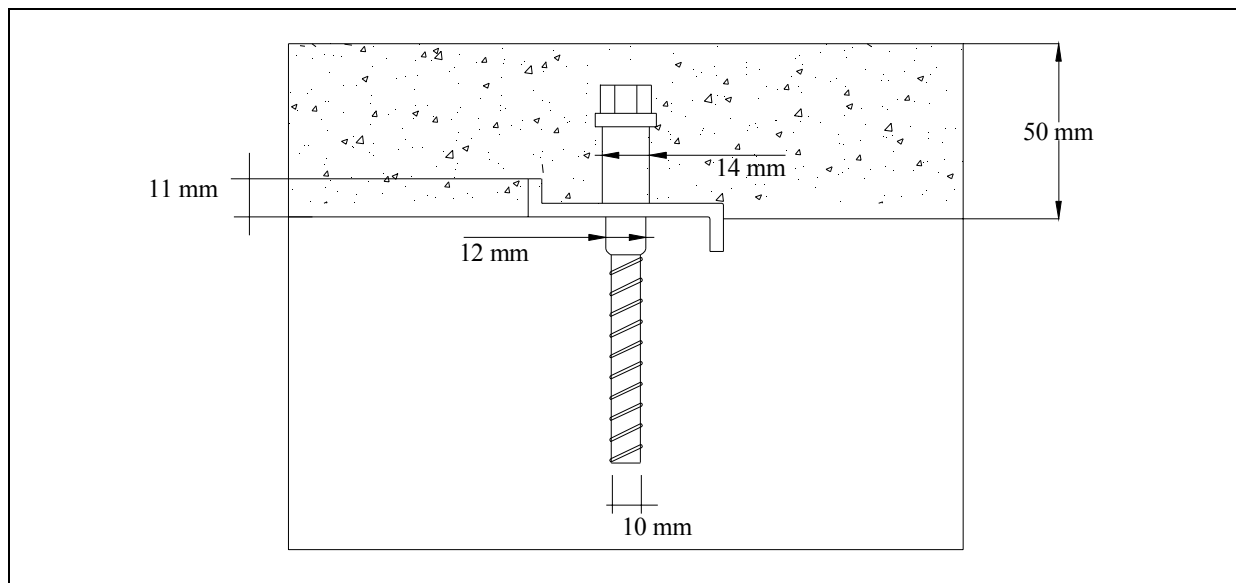


Fig. 1A – Nuova geometria del connettore

Il programma di prove di fase 2 mira a valutare l’effetto della piastrina con alette posta all’interfaccia travetto-soletta; a tal fine si definiscono due serie di campioni - ciascuna composta da nove elementi - che si differenziano per la presenza o meno della piastrina, rimanendo invariate le proprietà meccaniche del calcestruzzo.

In tabella 1A sono evidenziate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni.

Tabella 1A: Caratteristiche dei campioni di push-out.

Serie	Numero identificativo	$R_{cm,d}$ calcestr. dei travetti (MPa)	$R_{cm,d}$ calcestr. della soletta (MPa)	Rete elettrosaldata nella soletta	Tipo Connettore
Serie 1 - Fase 2	1 ÷ 9	30	30	Sì	Vite + piastra
Serie 2 - Fase 2	10 ÷ 18	30	30	Sì	Vite

Strumentazione

Pressa Metrocom + 4 trasduttori lineari di spostamento.

Centralina acquisizione dati

Cella di carico, di portata 1000 kN, posizionata in sommità del campione;

Cella di carico Tecnotest di portata 50 kN.

Prove di caratterizzazione meccanica dei materiali:**a) connettori :**

- prove a trazione

b) calcestruzzo soletta di rinforzo:

- cubetti 15 x 15 cm per determinazione resistenza a compressione

- cilindri 15 x 30 cm per determinazione resistenza a trazione e modulo elastico

c) calcestruzzo travetti esistenti :

- cubetti 15 x 15 cm per determinazione resistenza a compressione

- cilindri 15 x 30 cm per determinazione resistenza a trazione e modulo elastico

FRASE 3

Il seguente programma di prove è stato elaborato al fine di approfondire le conoscenze in merito a:

a) Effetto della resistenza del calcestruzzo

b) Effetto della larghezza del travetto

per le due tipologie di connettore.

Il programma potrebbe essere esteso per indagare l'effetto dell'utilizzo di calcestruzzo alleggerito (peso specifico $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$).

Inoltre si ritiene utile svolgere alcune prove su travetti, per analizzare il comportamento del connettore nell'elemento inflesso.

PROVE DI PUSH-OUT

Tutti i campioni sono caratterizzati da:

- calcestruzzo soletta di rinforzo con $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ (valore medio R_{cm} pari a 42 MPa)

- spessore soletta di rinforzo = 5 cm

- assenza di armatura nel travetto

- rete elettrosaldata nella soletta di rinforzo, maglia 20 x 20 cm

	R _{ck} /R _{cm} calcestruzzo travetto	Tipo connettore	Larghezza travetto (cm)	Spessore soletta esistente (cm)	n. campioni
Serie 1					
	15/22	Vite + piastra	8	4	5
	30/42	Vite + piastra	8	4	5
	15/22	Vite + piastra	6	0	5
	30/42	Vite + piastra	6	0	5
					Totale serie = 20
Serie 2					
	15/22	Vite	8	4	5
	30/42	Vite	8	4	5
	15/22	Vite	6	0	5
	30/42	Vite	6	0	5
					Totale serie = 20
					Totale globale = 40

La geometria dei campioni potrà essere modificata sulla base delle indicazioni fornite da EOTA [15], [18].

Prove a flessione

Tutte le travi sono caratterizzate da :

- lunghezza L = 3 m
- larghezza travetto 8 cm
- spessore soletta esistente 4 cm
- spessore soletta di rinforzo 5 cm
- resistenza travetti R_{ck} = 15 MPa

Le dimensioni dei travetti (in particolare l’armatura inferiore) possono essere ridefinite sulla base della strumentazione disponibile all’interno del laboratorio.

	R _{ck} /R _{cm} calcestruzzo travetto	Tipo connettore	Larghezza travetto (cm)	Spessore soletta esistente (cm)	Spessore soletta di rinforzo (cm)	n. campioni
Serie 1						
	15/22	Vite + piastra	8	4	5	3
						Totale serie = 3
Serie 2						
	15/22	Vite	8	4	5	
						Totale serie = 3
						Totale globale = 6

Strumentazione

a) Prove di push-out

Come per Fase 2.

b) Prove a flessione

per ciascuna trave:

2 strain gauges per la misura delle deformazioni nelle barre di armatura,

3 trasduttori di spostamento per la misura degli abbassamenti (+ 2 sugli appoggi se necessario),

4 trasduttori di spostamento per la misura degli scorrimenti relativi travetto-soletta.

Centralina acquisizione dati

Il carico sarà applicato su due punti (ad 1/3 della luce), oppure, se possibile, distribuito in più punti lungo la trave.

Prove di caratterizzazione meccanica dei materiali:**a) connettori :**

- 4 prove a trazione

b) calcestruzzo soletta di rinforzo:

- 15÷18 cubetti 15 x 15 cm per determinazione resistenza a compressione

- 9 cilindri 15 x 30 cm per determinazione resistenza a trazione e modulo elastico

c) calcestruzzo travetti esistenti :

- 9 cubetti 15 x 15 cm per determinazione resistenza a compressione

- 9 cilindri 15 x 30 cm per determinazione resistenza a trazione e modulo elastico

**Analisi sperimentale del comportamento di connettori a taglio
tra elementi in calcestruzzo**

S. Bullo e R. Di Marco

*Università IUAV di Venezia
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura*

Analisi sperimentale del comportamento di connettori a taglio tra elementi in calcestruzzo

S. Bullo ¹ e R. Di Marco ¹

ABSTRACT

The paper introduces an experimental study about shear connectors for the connection between new concrete elements and pre-existent ones, to be employed in the re-use and/or strengthening of reinforced concrete structures.

The survey has regarded three types of connectors differing for geometry and material strength; for one of such types, two different concrete strengths of the element to be reinforced have been considered.

The shear connectors features – strength and deformation – have been obtained by means of push-out tests; the failure modes are underlined and commented in the paper.

1 INTRODUZIONE

La necessità di intervenire in strutture esistenti per il loro risanamento o rinforzo comporta generalmente l'introduzione di nuove parti chiamate a collaborare con le pre-esistenti.

L'efficacia dell'intervento è legata alla capacità delle diverse parti di lavorare come un unico elemento.

Nel caso di elementi inflessi, in particolare solai, studi hanno mostrato che l'adesione e l'attrito tra le superfici in calcestruzzo poste a contatto possono contribuire a trasmettere le azioni di taglio atte a impedire lo scorrimento relativo (Münger & al. (1997)); tuttavia tali studi hanno anche evidenziato che ritiro, variazioni termiche e sollecitazioni ripetute riducono l'efficacia di tale meccanismo di collegamento, cosicché appare opportuno prescindere da tale contributo ed affidare totalmente ad appositi dispositivi meccanici il trasferimento degli sforzi necessari alla collaborazione.

Il connettore oggetto del lavoro sperimentale presentato in questa memoria è stato progettato in modo da consentire una agevole messa in opera. Tale connettore può essere impiegato nel caso di solai in latero-cemento che richiedono spesso interventi di rinforzo, sia a causa di danneggiamenti o degrado, sia in seguito al riuso del patrimonio edilizio esistente che vede le strutture impegnate a sostenere carichi superiori a quelli per cui erano state progettate.

La tecnica di rinforzo consiste nel getto di una soletta di estradosso e richiede la predisposizione di elementi di collegamento tra travetti e soletta, entrambi di calcestruzzo.

¹ Università IUAV di Venezia, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura

Per il progetto della connessione e per valutare l'influenza degli scorrimenti relativi travetto-soletta sulla portanza è necessario conoscere sia la resistenza, sia la deformabilità della connessione; i legami azione di taglio-scorrimento del connettore oggetto di studio sono stati valutati mediante prove di push-out, del tipo utilizzato per i connettori a piolo di travi acciaio-calcestruzzo.

Attraverso un'elaborazione dei risultati sperimentali ed un confronto tra il comportamento delle tre diverse tipologie di connettore considerate, si formulano le prime indicazioni circa il contributo dei singoli componenti.

2 CARATTERISTICHE DEL CONNETTORE

Il connettore oggetto di sperimentazione è costituito da un gambo filettato, da inserire in un foro predisposto nel travetto di solaio esistente, da una piastrina con profilo a zeta, con un'aletta da alloggiare in un taglio creato nel travetto ed un'aletta inglobata nel nuovo getto, ed infine da un gambo con testa, anch'esso inglobato nel nuovo getto (Fig. 1). L'elemento viene messo in opera a secco, con notevole facilità di posizionamento poiché non richiede manodopera specializzata, preparazione della superficie e non risente delle condizioni ambientali al momento della posa (Fig. 2).

Tuttavia, tale modalità di posizionamento può influire sulle prestazioni; in particolare il foro praticato nel travetto per inserire il gambo filettato e l'inserimento a secco possono danneggiare il calcestruzzo che circonda il gambo; il taglio effettuato per inserire l'ala della piastrina può determinare una mancanza di aderenza, per cui la piastrina entra in gioco solamente quando gli scorrimenti sono tali da far aderire l'ala al calcestruzzo.

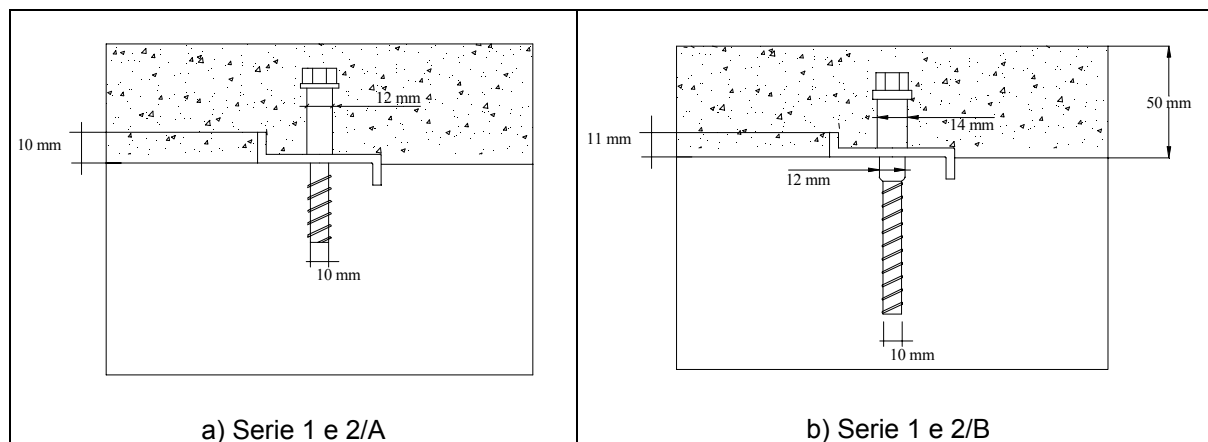


Fig. 1: Geometria dei connettori.

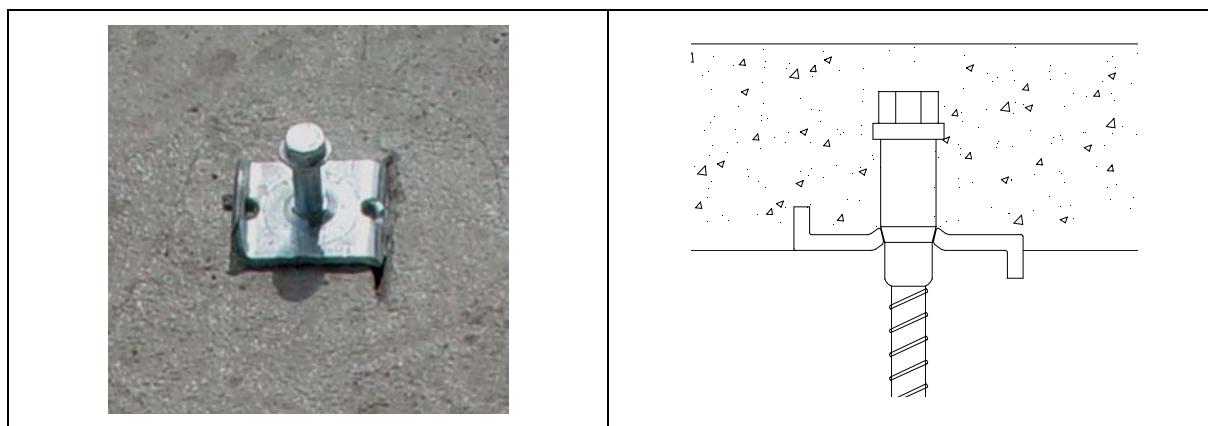


Fig. 2: Connettore inserito nel travetto

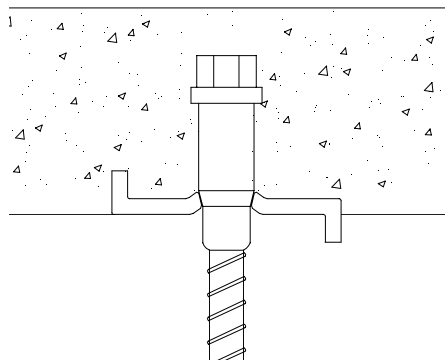


Fig. 3: Sistema vite + piastra.

Inoltre vite e piastrina costituiscono due parti separate, inserite l'una nell'altra; non esiste pertanto continuità tra tali elementi e non è garantita la trasmissione delle rotazioni della base del gambo alla piastrina (Fig. 3).

3 SPERIMENTAZIONE

3.1. Obiettivi della sperimentazione

La campagna sperimentale ha avuto un duplice obiettivo: da un lato la determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'elemento attraverso la misura delle curva di risposta carico-scorrimento, e dall'altro il controllo della efficacia del sistema vite+piastra attraverso l'individuazione del contributo offerto dai singoli componenti.

A tale scopo la sperimentazione si è articolata in due fasi:

- a) la prima (Serie A) ha riguardato un prototipo di connettore formato da vite + piastra aventi le dimensioni indicate in Fig. 1a, inserito in travetti di calcestruzzo di due differenti classi di resistenza;
- b) la seconda (Serie B) ha riguardato un connettore vite + piastra con una geometria variata rispetto alla precedente in base alle risultanze sperimentali della fase A (Fig. 1b) ed un connettore costituito da sola vite, per evidenziare, per confronto, il contributo offerto dalla piastrina, quale elemento caratterizzante la tipologia di connettore proposta. In particolare si è voluto verificare la capacità della piastrina di impedire rotazioni alla base del gambo del piolo in modo tale da realizzare un elemento di maggiore rigidità rispetto alla soluzione generalmente proposta in questi casi e consistente in uno spezzone di barra di armatura sagomato ad L, con un lato inserito nel travetto esistente ed uno inglobato nel getto integrativo.

Il connettore della serie B è caratterizzato da un gambo di sezione maggiorata nella zona più sollecitata a taglio, prossima all'interfaccia trave-soletta, e da una zona filettata di maggiore lunghezza.

La sperimentazione è stata condotta sottoponendo il connettore ad una sollecitazione prevalentemente di taglio, mediante campioni per prove di push-out (Fig. 4 e Fig. 5), confezionati prendendo come modello quelli utilizzati per la caratterizzazione dei connettori tipo Nelson impiegati nelle travi miste acciaio-calcestruzzo, secondo le indicazioni contenute nell'EC4 (UNI ENV 1994-1-1 (1995)) (paragr. 10, "Progettazione assistita dalla sperimentazione. Prove su connettori a taglio").

La parte centrale del campione, suddivisa interponendo uno strato di polistirolo, simula la soletta di rinforzo del solaio, mentre le parti laterali del campione hanno geometria e dimensioni simili ai travetti dei comuni solai in latero-cemento; ogni campione contiene 4 connettori, due per ciascun travetto.

Alla base del campione è stato predisposto un elemento metallico di contrasto atto ad eliminare l'apertura del campione in seguito all'eccentricità dell'azione trasmessa dal connettore rispetto alla reazione alla base di appoggio di ciascun travetto (Giuriani & Grisanti (1986)).

In Tabella 1 sono indicate le caratteristiche dei campioni identificati attraverso una numerazione progressiva e la serie cui si riferiscono.

Oltre che per la geometria del connettore, i campioni differiscono per la classe di resistenza del calcestruzzo e per la presenza di una rete elettro-saldata disposta nella soletta.

In tabella $R_{cm,d}$ è da intendersi come valore di resistenza media del calcestruzzo assunto nel progetto del campione.

Tabella 1: Caratteristiche dei campioni di push-out.

Serie	Numero identificativo	$R_{cm,d}$ calcestr. dei travetti (MPa)	$R_{cm,d}$ calcestr. della soletta (MPa)	Rete elettrosaldata nella soletta	Tipo Connettore
Serie 1/A	1 ÷ 6	30	30	No	Vite + piastra
Serie 2/A	7 ÷ 12	15	30	No	Vite + piastra
Serie 1/B	1 ÷ 9	30	30	Sì	Vite + piastra
Serie 2/B	10 ÷ 18	30	30	Sì	Vite

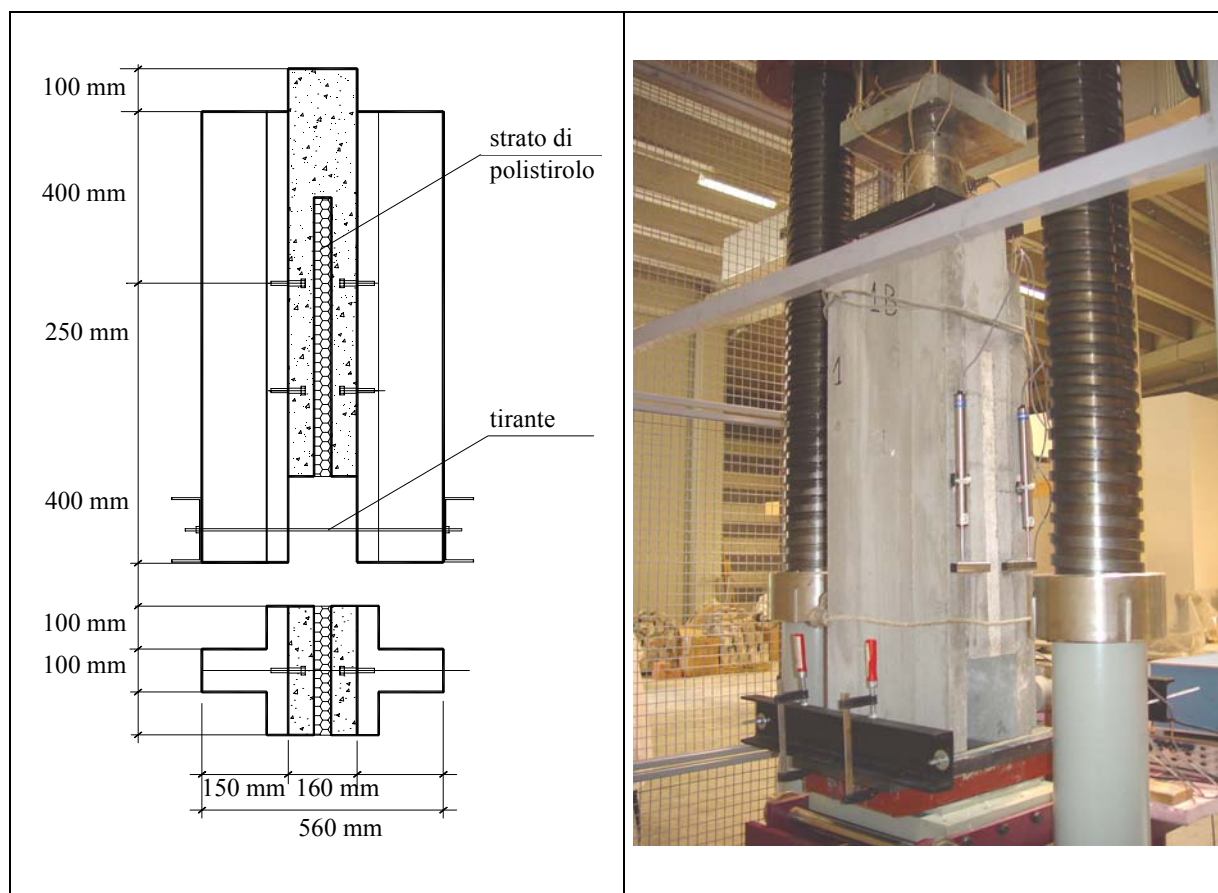


Fig. 4: Campione di push-out.

Fig. 5: Set up degli strumenti di misura.

3.2. Strumentazione e modalità di prova.

La prova è stata condotta sottoponendo a compressione il campione mediante una pressa Metrocom, di portata 6000 kN, e misurando:

- la forza applicata mediante una cella di carico, di portata 1000 kN, posizionata in sommità del campione;
- gli scorrimenti relativi travetto-soletta in corrispondenza di 4 punti del campione (Fig. 5) mediante 4 trasduttori lineari con corsa massima di 100 mm;
- la spinta orizzontale alla base del campione mediante una cella di carico Tecnotest di portata 50 kN.

I dati sono stati registrati in modo automatico mediante una centralina di acquisizione dati Measurements Group, modello 5100, a 20 canali, con frequenza di una scansione al secondo.

Le prove sono state condotte in modalità manuale in controllo di forza, applicando 25 cicli di carico-scarico tra il 5% e 40% del carico massimo teorico, secondo quanto proposto dall'EC4 (UNI ENV 1994-1-1 (1995)).

3.3. Caratteristiche dei materiali.

3.3.1. Acciaio

Le prove a trazione per la caratterizzazione meccanica dell'acciaio dei connettori, eseguite su quattro barre, hanno portato ai seguenti valori medi:

	Serie A	Serie B
tensione di snervamento (MPa):	574.00	905.25
tensione di rottura (MPa):	648.33	1080.75
allungamento %:	12.33	10.55

3.3.2. Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dei campioni sono state ricavate mediante prove eseguite su cubetti (15 x 15 x 15 mm) o cilindri ricavati mediante carotaggio (diametro = 54 mm, altezza = 108 mm); il modulo elastico secante è stato valutato secondo le UNI 6556/1976 (Prove sui calcestruzzi. Determinazione del modulo elastico secante a compressione).

Di seguito si riportano i valori delle grandezze medie misurate su 3 provini per ogni classe di calcestruzzo:

	travetti serie 1/A	travetti serie 2/A
Resistenza unitaria a compressione su cilindro (MPa)	37.92	14.05
Resistenza unitaria a trazione indiretta (MPa)	4.45	2.69
Modulo elastico (MPa)	41267	26733

	travetti serie 1 e 2/B	soletta serie 1 e 2/B
Resistenza unitaria a compressione su cubo (MPa)	34.39	36.88

4 RISULTATI

4.1 Resistenza massima e scorrimento.

In tabella sono raccolti i risultati delle prove: carico massimo applicato al campione, azione di taglio agente su ciascun connettore (P_{max}), valutata suddividendo il carico totale applicato in parti uguali tra i 4 connettori, scorrimento medio s_u misurato in corrispondenza del carico massimo, scorrimento medio s_u al netto dello scorrimento residuo al termine dei cicli di carico e scarico.

Tabella 2. Risultati della sperimentazione.

Serie 1/A					Serie 2/A				
n. campione	Carico massimo (kN)	P _{max} per connettore (kN)	s _u (mm)	s _u netto (mm)	n. campione	Carico massimo (kN)	P _{max} per connettore (kN)	s _u (mm)	s _u netto (mm)
1	127.79	31.95	0.78	0.71	7	60.65	15.16	1.34	1.29
2	105.04	26.26	1.81	1.77	8	56.58	14.15	0.98	0.94
3	100.90	25.22	1.20	1.18	9	51.28	12.82	0.79	0.71
4	102.03	25.51	1.26	1.23	10	58.00	14.50	0.65	0.55
5	134.20	33.55	1.50	1.47	11	60.06	15.02	0.64	0.62
6	113.05	28.26	2.33	2.30	12	51.16	12.79	1.22	1.09
Valore medio	113.84	28.46	1.48	1.44	Valore medio	56.29	14.07	0.94	0.87
Deviaz. standard	3.53	3.53	0.54	0.55	Deviaz. standard	1.05	1.05	0.29	0.29
Serie 1/B					Serie 2/B				
n. campione	Carico massimo (kN)	P _{max} per connettore (kN)	s _u (mm)	s _u netto (mm)	n. campione	Carico massimo (kN)	P _{max} per connettore (kN)	s _u (mm)	s _u netto (mm)
1	160.56	40.14	4.00	3.82	10	109.28	27.32	7.22	6.07
2 (*)	145.88	36.47	3.43	3.26	11	116.72	29.18	7.31	6.41
3 (*)	157.44	39.36	3.72	3.54	12	105.52	26.38	5.75	5.10
4	118.68	29.67	4.95	4.49	13	90.68	22.67	9.68	9.23
5	154.96	38.74	5.03	4.87	14(**)	74.20	18.55	---	---
6	137.32	34.33	7.50	7.08	15(**)	92.00	23.00	---	---
7	143.08	35.77	5.34	4.93	16(**)	97.44	24.36	---	---
8 (*)	145.56	36.39	3.53	3.21	17 (*)	101.20	25.30	4.88	4.36
9 (*)	136.32	34.08	2.51	2.28	18	103.84	25.96	4.56	4.27
Valore medio	142.92 (144.42)	35.73 (36.10)	5.36 (4.44)	5.04 (4.16)	Valore medio	98.72 (99.00)	24.68 (24.75)	6.90 (6.57)	6.22 (5.91)
Deviaz. standard	4.10 (3.22)	4.10 (3.22)	1.29 (1.46)	1.22 (1.39)	Deviaz. standard	2.11 (1.98)	3.30 (3.10)	1.92 (1.91)	1.88 (1.85)



Fig. 6: Adesione del getto della soletta al travetto.

I campioni contrassegnati con (*) sono caratterizzati da una superficie di contatto soletta-travetto non piana, con “denti” di calcestruzzo aderenti alla superficie del travetto che penetrano all’interno della soletta a causa di un cattivo posizionamento della guaina disposta per evitare l’attrito (Fig. 6). Tale difetto nella costruzione del campione ha determinato la formazione di un nucleo di calcestruzzo che può aver contribuito, assieme ai connettori, a contrastare l’azione di taglio applicata durante la prova.

I valori medi del carico massimo, dello scorrimento massimo e della rigidezza iniziale sono, quindi, stati valutati sia con riferimento ai solo campioni privi di evidenti difetti, sia sul totale numero di campioni (valore tra parentesi).

La differenza tra le due valutazioni mostra che tale difetto ha influito soprattutto sullo scorrimento massimo riducendone il valore.

I campioni contrassegnati con (**) non hanno presentato un ramo discendente, rendendo impossibile l'individuazione dello scorrimento s_u ; in questo caso, poiché la prova non ha potuto proseguire a causa del rischio di apertura improvvisa del campione con possibili danni alla strumentazione, come carico massimo si è assunto, in modo arbitrario, quello misurato in corrispondenza di uno scorrimento pari a 10 mm, essendo modesto l'incremento della resistenza per scorrimenti maggiori.

Il confronto tra le serie 1/A e 2/A mostra che i risultati sono fortemente dipendenti dalla resistenza del calcestruzzo, con una riduzione della resistenza della connessione quasi proporzionale a quella del calcestruzzo.

La comparazione dei risultati delle serie 1/A e 1/B mostra, inoltre, che un aumento della sezione del gambo del connettore nella zona più sollecitata a taglio (sezione all'interfaccia travetto-soletta) ed un aumento della lunghezza del gambo infisso nel travetto conducono ad un aumento della resistenza circa proporzionale all'area della sezione del gambo.

Rispetto al caso di sola vite (serie 2/B), i connettori della serie 1/B presentano, da un lato, una maggiore resistenza per effetto di un contributo resistente della piastrina, con un aumento della capacità portante del 40%, e, dall'altro, minori scorrimenti s_u . Inoltre, il confronto tra lo scorrimento s_u e lo scorrimento s_u netto, riportati in

Tabella 2, mostra che, in presenza di piastrina, lo scorrimento residuo al termine dei 25 cicli di carico applicati all'inizio della prova è minore rispetto al caso di sola vite.

4.2 Modalità di rottura

Il carico massimo è stato determinato dalla crisi del calcestruzzo lato travetto e/o lato soletta a seconda della serie considerata.

Per la serie A la crisi è avvenuta sempre dal lato del travetto – indipendentemente dalla classe di resistenza del calcestruzzo - con piegamento della parte filettata del connettore per valori di scorrimento superiori a s_u (Fig. 7 e Fig. 8).

In seguito al progressivo danneggiamento del calcestruzzo circostante, il connettore ha mostrato un progressivo sfilamento dalla sua sede, con sollevamento della soletta per lo scorrimento del cuneo di calcestruzzo estratto dal travetto lungo la superficie inclinata di rottura; durante questa fase, si è registrata una perdita di capacità portante che si è tradotta nel tracciamento di un ramo discendente dalla curva carico-scorrimento.

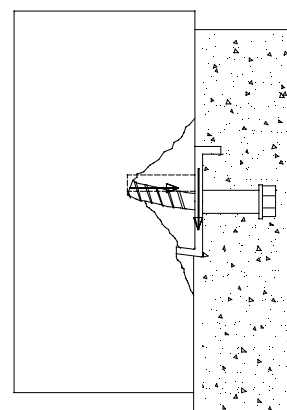


Fig. 7: Crisi dei connettori della serie A

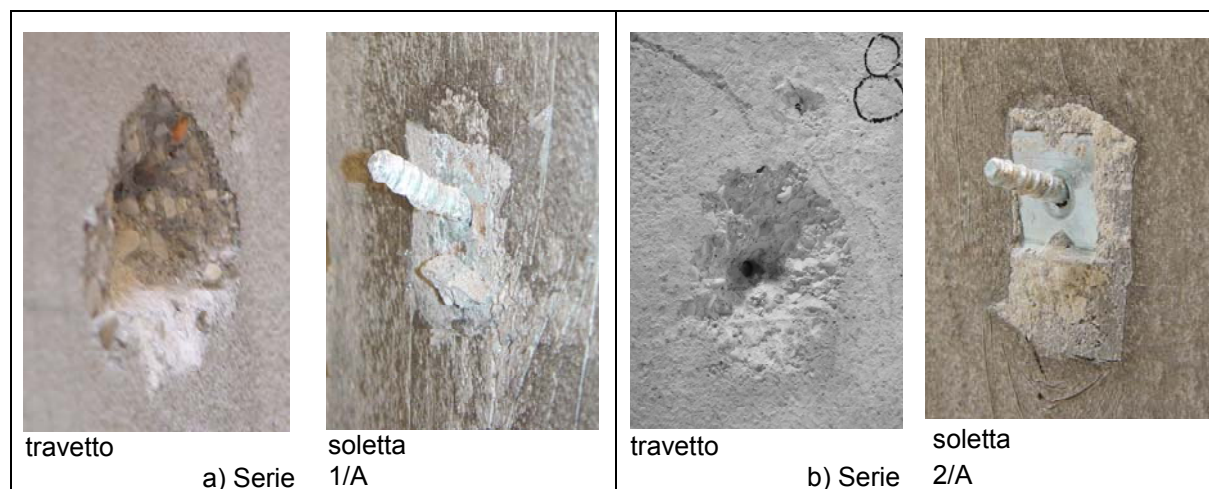


Fig. 8: Crisi del collegamento della serie A.

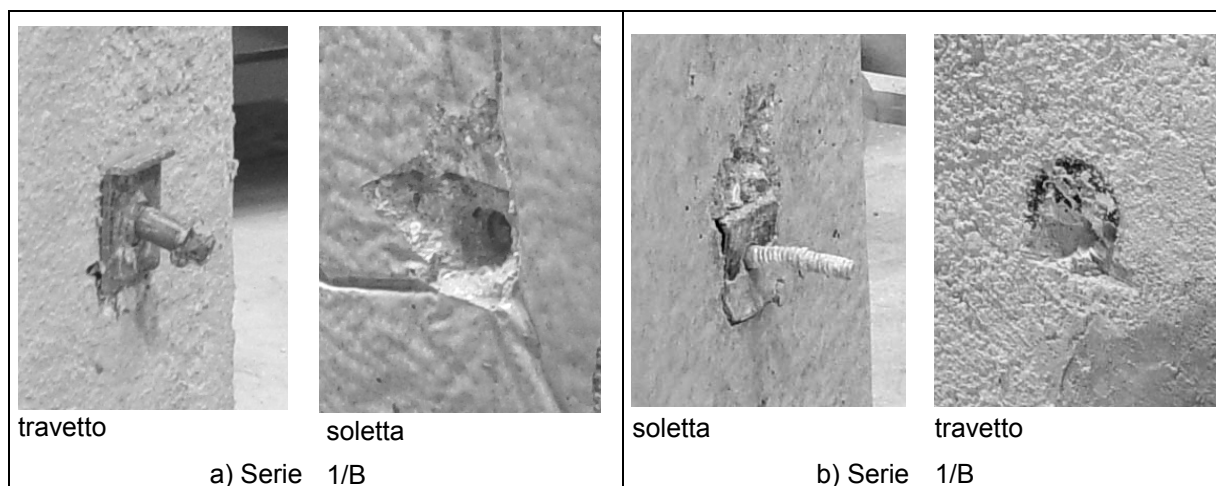


Fig. 9: Crisi del collegamento della serie 1/B.

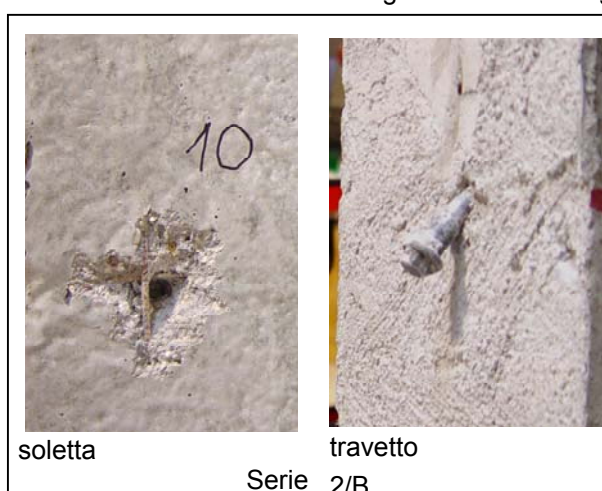


Fig. 10: Crisi del collegamento della serie 2/B.

In nessuno dei campioni della serie A si è avuto danneggiamento del calcestruzzo lato soletta e rotazione della piastrina, che è rimasta aderente alla superficie di interfaccia.

Nei connettori di serie B, il carico massimo è stato raggiunto sempre per schiacciamento del calcestruzzo, con due diverse modalità di crisi del collegamento che si sono presentate anche nello stesso campione:

- a) rottura del calcestruzzo della soletta e sfilamento del gambo con testa,
- b) rottura del calcestruzzo del travetto e sfilamento del gambo filettato, con una prevalenza della seconda modalità.

4.3. Legami forza-scorrimento

Nelle Fig. 11 e Fig. 12 si riportano i legami carico – scorrimento (P-s) per il singolo connettore.

Il confronto tra le serie 1/A e 2/A mostra l'effetto della resistenza del calcestruzzo del travetto (Fig. 11a e Fig. 11b); in tutte e due i casi oltre al picco di carico si è avuto un abbattimento della capacità portante del connettore, a causa della rottura del calcestruzzo attorno al gambo e l'instaurarsi del meccanismo di taglio-flessione evidenziato al par. 4.2.

Per elevati valori dello scorrimento si rileva una resistenza residua (circa 7 kN) che potrebbe essere determinata dal contributo resistente del cono di calcestruzzo che impedisce alla soletta di scorrere rispetto al travetto.

La nuova geometria del connettore della sperimentazione di fase B, oltre che ad un incremento della capacità portante, ha portato ad un diverso comportamento della connessione in fase post-picco (Fig. 12a e Fig. 12b).

La maggiore lunghezza del gambo filettato garantisce un migliore ancoraggio al travetto e, determinando un incremento delle dimensioni del cono di strappo ed una conseguente riduzione delle tensioni di trazione, ne ritarda la formazione (CEB 1995).

Si ritiene che tali condizioni possano aver evitato lo sfilamento del connettore che ha così mantenuto, nella fase post-picco, la capacità di trasferire una azione di taglio che

mediamente è risultata essere circa 28 kN per la serie 1/B e 21 kN per la serie 2/B, con un abbattimento della resistenza post-picco molto inferiore rispetto alla serie A.

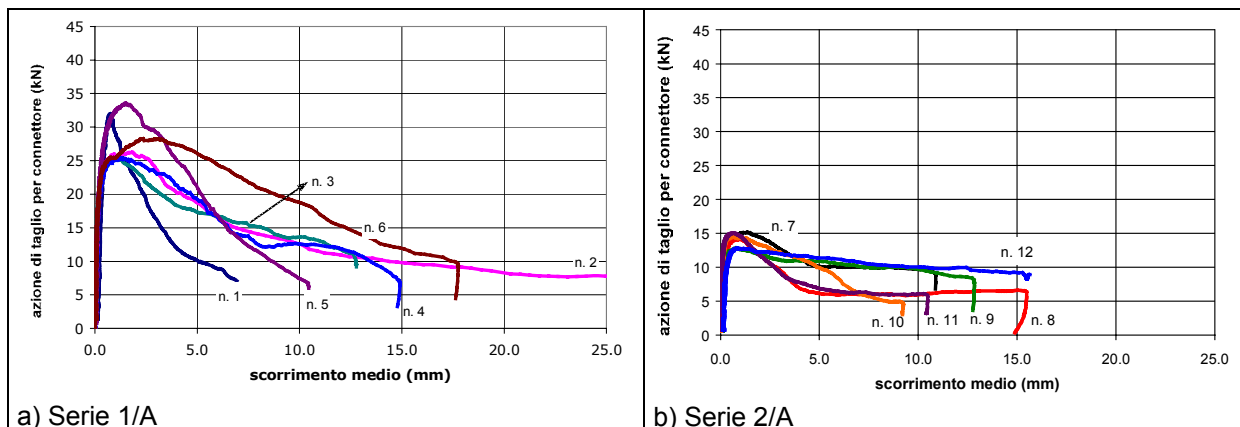


Fig. 11: Legami forza-scorrimento dei connettori delle serie 1 e 2/A.

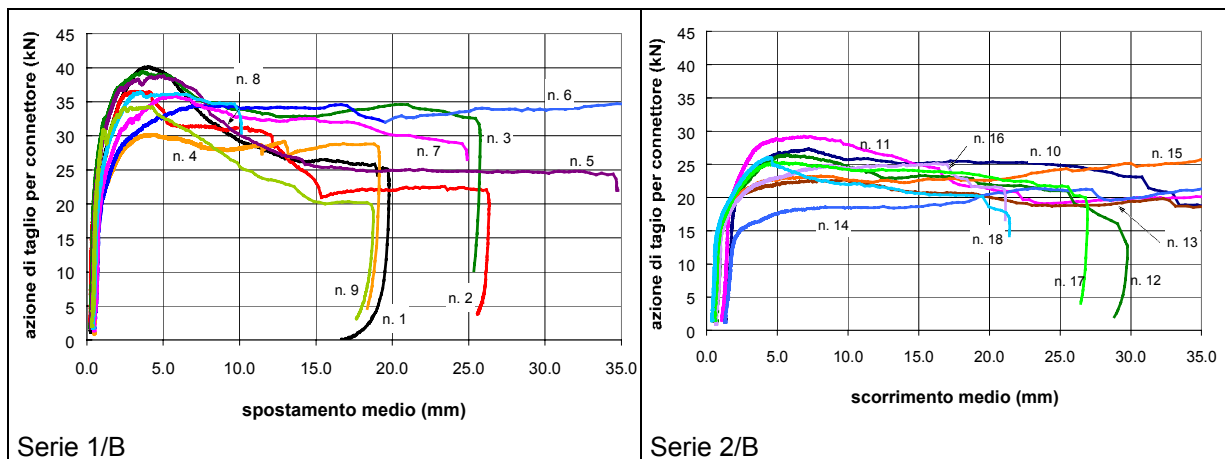


Fig. 12: Legami forza-scorrimento dei connettori della serie 1 e 2/B.

Il confronto tra le serie 1/B e 2/B mostra, a parità di altre condizioni, l'effetto della piastrina; nel primo caso la curva presenta un picco con successiva perdita di resistenza sino al raggiungimento della resistenza residua; nel secondo caso dopo il raggiungimento del picco di carico si ha una modesta diminuzione di resistenza che si assesta al valore residuo post-picco.

La piastrina, con un'ala inserita nel travetto ed una immersa nella soletta, garantisce un ingranamento tra i due elementi che riduce la rotazione del gambo del connettore e determina una maggiore uniformità del diagramma delle pressioni sul calcestruzzo e, quindi, un valore maggiore dell'azione resistente al collasso.

Quando, per la rottura del calcestruzzo che circonda il connettore, tali meccanismi vengono meno, si riduce la capacità portante, come evidenziato dal ramo discendente della curva P-s dopo il picco.

4.4. Rigidezza

Le curve carico-scorrimento (P-s) presentano nel ramo di carico crescente tre diversi tratti (Fig. 13):

- tratto iniziale, sino ad un valore del carico pari a circa 15% di P_{max} , caratterizzato da modesta rigidezza con scorrimenti dovuti probabilmente al gioco gambo-foro creato per inserire il connettore nel travetto esistente;
- tratto intermedio caratterizzato da un comportamento lineare fino ad un valore del carico P_e pari a 45 ÷ 55 % di P_{max} (Tabella 3);
- tratto sino a P_{max} caratterizzato da un andamento non lineare, con rigidezza secante decrescente.

La rigidezza K ($=P/s$) dei connettori riportata in Tabella 3 è stata valutata con riferimento al tratto lineare.

La resistenza del calcestruzzo non ha portato a significative variazioni del comportamento iniziale (Tabella 3 e Fig. 13a); al contrario i connettori della serie B, formati da vite+piastra, hanno mostrato una rigidezza quasi doppia rispetto a quella fornita dalla sola vite (Tabella 3 e Fig. 13b).

La notevole differenza tra le rigidzze delle serie A e B è stata determinata da una differente cura nella realizzazione dei campioni che nel caso B hanno mostrato spesso una cattiva compattezza dei getti di calcestruzzo.

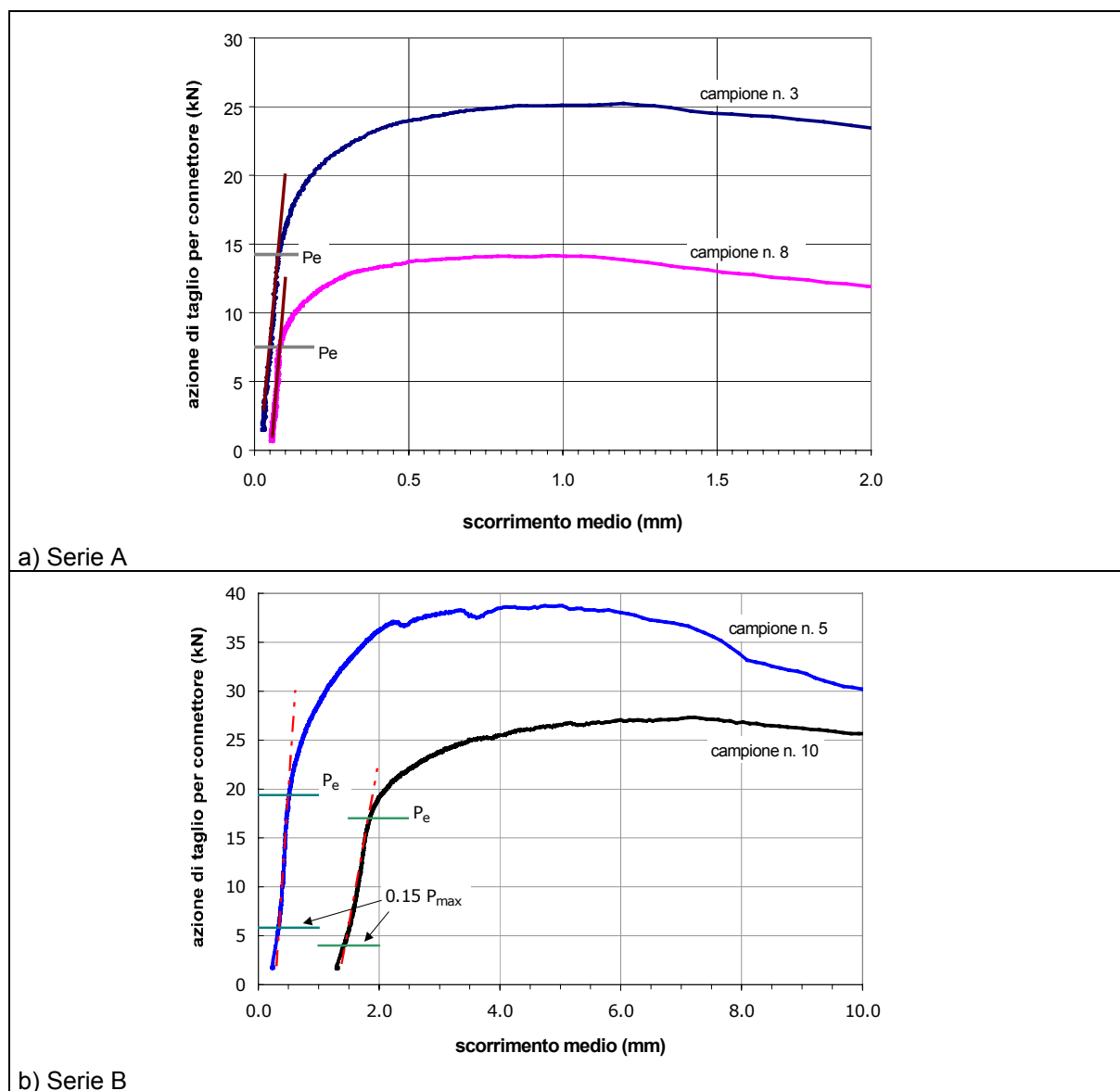


Fig. 13: Ramo lineare della curva carico-scorrimento e rigidezza.

Tabella 3: Serie B. Rigidezza K.

n. campione	Rigidezza (kN/mm)	P_e/P_{max}		n. campione	Rigidezza (kN/mm)	P_e/P_{max}
Serie 1/A				Serie 1/A		
1	109.20	0.50		7	216.00	0.49
2	303.66	0.54		8	260.00	0.56
3	226.82	0.57		9	250.00	0.66
4	289.50	0.59		10	500.00	0.55
5	323.53	0.38		11	535.71	0.57
6	314.30	0.52		12	136.36	0.56
Valore medio	216.17	0.52		Valore medio	316.34	0.56
Deviaz. Standard	81.97	0.074		Deviaz. Standard	162.41	0.055
n. campione	Rigidezza (kN/mm)	P_e/P_{max}		n. campione	Rigidezza (kN/mm)	P_e/P_{max}
Serie 1/B				Serie 2/B		
1	81.45	0.37		10	30.79	0.62
2 (*)	110.00	0.41		11	43.12	0.55
3 (*)	136.36	0.43		12	47.31	0.55
4	71.79	0.54		13	50.00	0.57
5	87.50	0.41		14	61.50	0.48
6	70.00	0.47		15	26.74	0.42
7	89.65	0.42		16	46.00	0.47
8 (*)	82.35	0.44		17 (*)	60.53	0.47
9 (*)	90.93	0.50		18	50.00	0.50
Valore medio (sul totale)	80.08 (91.11)	0.44 (0.44)		Valore medio (sul totale)	44.43 (46.22)	0.52 (0.51)
Deviazione standard	8.93 (20.64)	0.07 (0.05)		Deviazione standard	11.12 (11.70)	0.06 (0.06)

5 CONFRONTO CON MODELLI VALORI TEORICI

I dati della sperimentazione qui presentati non consentono di formulare modelli di comportamento validi per condizioni diverse da quelle dei provini. Tale operazione richiede, infatti, estese indagini sugli effetti dei parametri più significativi sul comportamento della connessione, quali la resistenza del calcestruzzo, ma anche la cura con cui viene eseguito il getto, le dimensioni del connettore, in particolare diametro, lunghezza del gambo e piastrina.

Nel seguito i valori della resistenza della connessione sono confrontati con quelli teorici ricavati da leggi di previsione proposte in letteratura relative a:

- connessioni a piolo utilizzate nelle strutture miste acciaio-calcestruzzo che presentano la sezione di attacco alla trave metallica solidale alla trave stessa e quindi impedita di ruotare;
- barre di armatura passanti nelle quali la sezione di applicazione della forza di taglio non è impedita di ruotare e la trasmissione avviene con il meccanismo noto come "dowel-action".

Per la condizione (a):
l'Eurocodice 4 (UNI-ENV 1994-1-1 (1995)) propone le note formule

$$P_{\max} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad (1)$$

$$P_{\max} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) \quad (2)$$

che disaccoppiano la crisi lato calcestruzzo (1) dalla crisi lato acciaio (2);
Oehlers & Johnson (1987), invece, propongono l'espressione:

$$P_{\max} = K A f_u (E_c/E_s)^{0.40} (f_{cu}/f_u)^{0.35} \quad \text{con } K = 5.0 \quad (3)$$

con ovvio significato dei simboli.

Per il caso (b), lo studio teorico-sperimentale della "dowel action" ha portato Tsoukantas & Tassios (1989) a proporre la relazione:

$$P_{\max} = \delta d^2 \sqrt{f_{ck} f_{sy} (1 - \zeta^2)} \quad (4)$$

valida per eccentricità della forza sullo spinotto pari a zero rispetto al piano di scorrimento, con δ coefficiente che dipende dalla distanza del connettore dal bordo dell'elemento in calcestruzzo (≥ 1.3) e $\zeta = \sigma_s/f_{sy}$ parametro utilizzato per calcolare la riduzione della resistenza dello spinotto per la presenza di una tensione di trazione σ_s .

A causa del gioco piastrina-calcestruzzo determinato dal taglio eseguito per il suo posizionamento, nelle valutazioni non si è tenuto conto, in questa fase preliminare di studio, della possibile resistenza offerta dall'aletta immersa nel calcestruzzo.

Per l'elevata resistenza dell'acciaio del connettore, nei diagrammi di Fig 14, i valori teorici di resistenza valutati secondo l'EC4 si riferiscono alla sola condizione di crisi lato calcestruzzo, mentre per i valori teorici ricavati in base al modello "dowel" si è considerato per il connettore una sollecitazione di puro taglio, ponendo $\zeta = 0$.

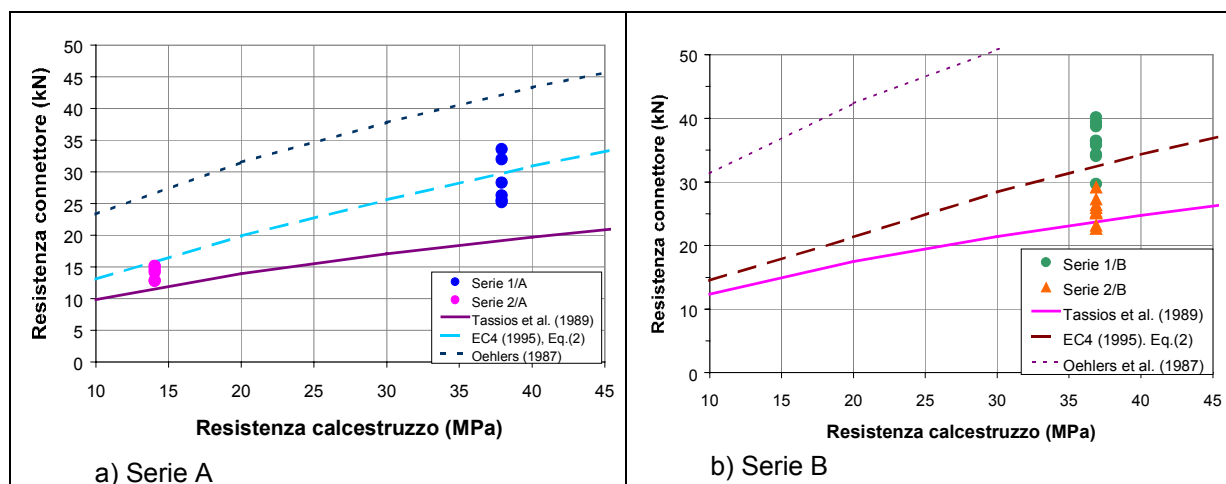


Fig. 14: Confronto della resistenza della connessione con modelli teorici

Si osserva che nel caso di connettore costituito da sola vite, la formula di previsione di Tassios porta a valori più vicini a quelli sperimentali, mostrando che in tal caso il modello di comportamento tipo (b) è quello più idoneo a descrivere il funzionamento del connettore.

Nel caso di sistema vite+piastra il contributo della piastrina fornisce un incremento di resistenza la cui origine deve essere chiaramente individuata attraverso una modellazione del sistema vite+piastra; una prima interpretazione, sulla base della minore rotazione della base del piolo evidenziata dalla sperimentazione, (Fig. 9) può far pensare ad un funzionamento tipo (a). In tal caso le formule di previsione dell'EC4 mostrano una vicinanza più significativa ai valori sperimentali della serie 1-2/A e 1/B.

Infine per quel che si riguarda la formula di previsione fornita da Oehlers - nonostante individui chiaramente la dipendenza della resistenza dalle più significative grandezze geometriche e meccaniche - non appare in tal caso applicabile in quanto l'elevato valore di resistenza dell'acciaio del connettore oggetto del presente lavoro ($f_{SY} = 574$ e 905 MPa) modifica sensibilmente i rapporti tra le grandezze in gioco, che risultano al di fuori del campo di valori sulla base dei quali sono stati ricavati i coefficienti che caratterizzano la (3).

6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro si considera un collegamento metallico per realizzare una efficace connessione tra parti strutturali in calcestruzzo realizzate in tempi successivi, come nel caso di rinforzo di solai in latero-cemento mediante soletta all'estradosso.

Le prove sono state condotte su un connettore costituito da una vite ed una piastrina non collegate, ma semplicemente inserite l'una nell'altra; per tale motivo non è a priori garantita la collaborazione tra i due elementi.

I risultati sperimentali hanno mostrato che - rispetto alla usuale soluzione costituita dal solo perno - la piastrina all'interfaccia, grazie alla forma a zeta, consente di aumentare la capacità portante dell'elemento di circa il 40%, e di ridurre gli scorrimenti relativi, e quindi la deformabilità, garantendo una migliore connessione. Inoltre, l'analisi degli effetti di una azione ciclica (tra 5 e 40% del carico massimo) ha mostrato che, al termine dei cicli, il connettore vite + piastrina presenta deformazioni residue minori rispetto alla sola vite, a testimonianza di un minore danneggiamento del calcestruzzo che avvolge il gambo del connettore stesso.

E' in corso uno studio basato sulla modellazione numerica del problema che avrà il duplice ruolo di chiarire i meccanismi di funzionamento dell'elemento, e di permettere una estesa analisi parametrica capace di quantificare l'effetto delle grandezze meccaniche e geometriche in gioco.

Ringraziamenti

La sperimentazione presentata in questo lavoro è stata condotta nell'ambito di una convenzione tra l'Università IUAV di Venezia e la società Tecnaria S.p.A. (VI). Si ringraziano: Tecnaria per aver fornito i connettori ed i campioni della serie B, la società Nico Velo S.p.A. (PD) per aver confezionato i campioni della serie A, il Laboratorio di Scienza delle Costruzioni dell'IUAV, in particolare il direttore prof. A. Di Tommaso ed i tecnici M. Celebrin e C. Tedeschi per l'esecuzione delle prove.

BIBLIOGRAFIA

- ACI (1991): State of the art report on anchorage to concrete, Reported by Committee 355;
Bullo S., R. Di Marco R. (1995): Effects of High-Performance Concrete on Stud Shear Connector Behavior, Proceedings of Nordic Steel Construction Conference Malmö, Sweden, 19-21 June, pp. 577-584;

- Bullo S., Di Marco R., Foraboschi P. (1995):** Stud Shear Connector Behaviour in High-Strength Concretes: Experimental Analysis and Numerical Modeling, Atti del 2° Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Napoli, giugno, pp.87-101;
- CEB (1994):** Fastenings to concrete and masonry structures, Bulletin d'Information n. 216, July.
- CEB (1995):** Design of fastenings in concrete, Draft CEB Guide – part 1 to 3, Bulletin d'Information 226, Aug;
- Giuriani E., Grisanti A. (1986):** Comportamento dei pioli nelle connessioni delle travi miste di acciaio e calcestruzzo, Studi e Ricerche, Bergamo, pp.271-307;
- Gelfi P., Giuriani E. (1987):** Modello teorico del legame costitutivo per le connessioni a piolo, Studi e Ricerche, Italcementi, Bergamo, vol. 9, pp. 323 - 341;
- Münger F., Wicke M., Jirsa J.O. (1997):** Connection of old concrete with new concrete-overlays, Conference report of International Conference on “Composite Construction - Conventional and Innovative”, Innsbruck, Austria, September 16-18, pp. 157-162;
- Oehlers D.J., Coughlan C.G. (1986):** The shear stiffness of stud shear connections in composite beams, Journal of Constructional Steel Research, n. 6, pp. 273 – 284;
- Oehlers D.J., Johnson R.P. (1987):** The strength of stud shear connections in composite beams, The structural Engineer, vol. 65B, n.2, June, pp. 44 – 48;
- T. Ueda T., Kitipornchai S., Ling K. (1990):** Experimental investigation of anchor bolts under shear, Journal of Structural Engineering, vol. 116, n.4, April, pp. 910-924;
- Tschegg E.K., Ingruber M., Surberg C.H., Münger F. (2000):** Factors influencing fracture behavior of old-new concrete bonds, ACI Materials Journal, vol. 97, n.4, July-August, pp. 447-453;
- Tsoukantas S.G., Tassios T.P. (1989):** Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements, ACI Structural Journal, vol. 86, n.3, May-June, pp. 242-249;
- UNI ENV 1994-1-1 (1995):** Eurocodice 4, “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.