

Il contributo dei laterizi alla resistenza a taglio dei solai misti

DI/ BY V. DIPAOLO, G. DONATONE,
A. SOLLAZZO, F. TRENTADUE
DIPARTIMENTO DI "INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE",
POLITECNICO DI BARI

Attraverso indagini sperimentali su prototipi si mostra che la presenza dei laterizi ha una considerevole influenza nell'innalzare la resistenza a taglio dei solai misti a travetti sia precompressi che tralicciati.

INTRODUZIONE

L'influenza dei laterizi sul comportamento statico-deformativo del solaio misto fu avvertita dagli studiosi sin dai primi decenni del XX secolo, nel corso dei quali questo sistema costruttivo, tipico della tradizione edilizia del nostro Paese, si affermò prepotentemente in Italia, soppiantando quasi completamente gli orizzontamenti in ferro e quelli a soletta piena in cemento armato.

Poco per volta si riconobbe, infatti, che le pignatte, inserite dapprima come elemento di alleggerimento, capaci di conferire una buona protezione alla struttura in cemento armato nei confronti dell'incendio, efficaci ai fini dell'isolamento acustico e utili in fase di realizzazione del solaio per la semplificazione delle casserature rispetto a quelle necessarie nella soletta nervata, avevano in molti casi anche un'influenza non trascurabile nel limitare le frecce aumentando la rigidità e nel ridurre lo stato tensionale nel conglomerato e nell'acciaio.

Non sono stati pochi i ricercatori che nel corso degli anni si sono occupati a vario titolo di queste problematiche. Tra loro vi sono anche alcuni degli scriventi che, negli anni '90, hanno fornito dei contributi prevalentemente sperimentali [1], [4] per evidenziare in quali casi la collaborazione tra i due materiali possa ritenersi significativa sotto sollecitazioni sia di flessione che di taglio.

Le prove cui ci si riferisce nel presente articolo si riallacciano a questi presupposti e si inquadrano nell'ambito di una convenzione stipulata nel 2003 tra il "Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale" del Politecnico di Bari e la "Laterservice S.r.l.". Esse trattano del comportamento sperimentale a taglio, fino a rottura, di pannelli di solaio muniti o meno di blocchi di laterizio e si intrecciano, nello sviluppo di un preciso programma di ricerca, con altre prove riguardanti più specificatamente il comportamento a flessione. Su queste ultime si riferirà non appena si saranno completate le sperimentazioni ancora in corso: nel seguito sarà necessario tuttavia qualche riferimento ad esse per l'avvenuta utilizzazione di alcuni prototipi in entrambe le indagini.

Le prove a taglio sono state effettuate in due riprese ed hanno lo scopo di stabilire se, e in quale misura, la presenza dei blocchi di laterizio nei solai in cemento armato, normale o precompresso,

THE CONTRIBUTION OF THE CLAY BLOCKS TO THE SHEAR STRENGTH OF BEAM-AND-BLOCK FLOOR SYSTEMS

Through experimental investigations on prototypes it appears that the presence of the clay blocks has a considerable influence on the shear strength of beam-and-block floor systems either with pre-stressed concrete beams or lattice girder beams.

INTRODUCTION

The influence of clay blocks on the static-deformation behaviour of the beam-and-block floor has been observed by researchers since the early part of the XX century, in the course of which this construction system, which is typical of the building industry in Italy, consolidated itself here by ousting almost completely the iron flooring and those with a solid floor slab made of reinforced concrete.

Gradually it was recognised, in fact, that the hollow clay blocks, inserted initially as lightening elements, capable of providing the reinforced concrete structure with good protection in case of fire, effective acoustic insulation and useful in the floor construction phase for simplifying the formwork, compared to those needed in the t-beam slabs, had in many cases considerable influence on limiting the bending by increasing the rigidity and in reducing the state of stress in the concrete and in the steel.

There have been many researchers over the years who have dealt with these problems in one way or another.

They include also some of authors of this article, who in the 1990's did mainly experimental works [1], [4] to highlight in which situations the collaboration between the two materials could be considered important for both bending and shearing stresses.

The tests referred to in this article start from these assumptions and fall within an agreement stipulated in 2003 between the "Department of Civil and Environmental Engineering" of the Polytechnic of Bari and "Laterservice S.r.l.". They deal with the shear behaviour tests, up to collapse, of beam-and-blocks floor systems and are interlinked, in the development of a precise research programme, with other tests more specifically regarding bending behaviour. This latter will be reported as soon as the experiments underway have been completed: later some reference to them will be necessary because of the use of certain prototypes in both researches.

The shearing tests were carried out in

giovani ai fini di migliorare il comportamento statico di un orizzontamento, sia in esercizio, sia, soprattutto, nei confronti dello stato limite di rottura.

LA PRIMA SERIE DI PROVE

In questa serie di prove, avente carattere preliminare, sono stati utilizzati alcuni dei pannelli che, semplicemente appoggiati nelle sezioni di estremità, erano stati precedentemente provati a flessione.

La fig. 1 riporta sinteticamente le caratteristiche degli elementi in parola, provati utilizzando lo schema di trave semplicemente appoggiata, soggetta ai due carichi concentrati simmetrici (fig. 2). Le pignatte adoperate sono blocchi normali SCS20 (Cat. A) o blocchi rinforzati R38H20 (Cat. B) di produzione corrente. I primi sono stati messi in opera a giunti allineati o sfalsati; quelli rinforzati sono stati utilizzati solo a giunti allineati.

I pannelli provati a flessione non sono stati portati a rottura: le prove sono state spinte infatti fino a raggiungere o a superare di

two periods and had the aim of establishing whether, and to what degree, the presence of clay blocks in beam-and-block floor systems, with normal and pre-stressed reinforced concrete beams, can improve the static behaviour of a floor, both at serviceability limit states and, above all, at ultimate limit states.

THE FIRST SERIES OF TESTS

This series of tests, of a preliminary nature, used some panels that, simply supported, had previously undergone bending tests.

Fig. 1 briefly shows the characteristics of the elements in question, tested using the layout of simply supported beams, subject to two concentrated symmetrical loads (Fig. 2).

The used clay blocks are semi-resisting SCS20 blocks (Cat. A) or resisting blocks R38H20 (Cat. B). The first ones were

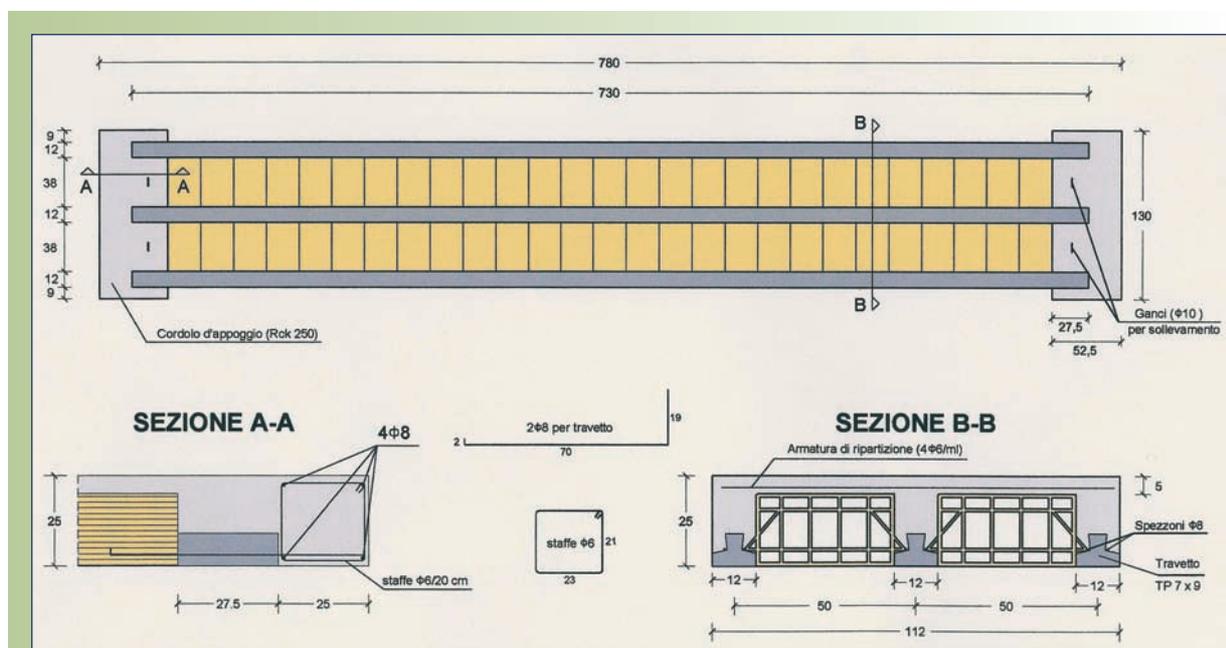


Fig. 1 - Caratteristiche dei pannelli usati per la prima serie di prove (misure in cm).
Characteristics of the panels used in the first series of test (measurements in cm).

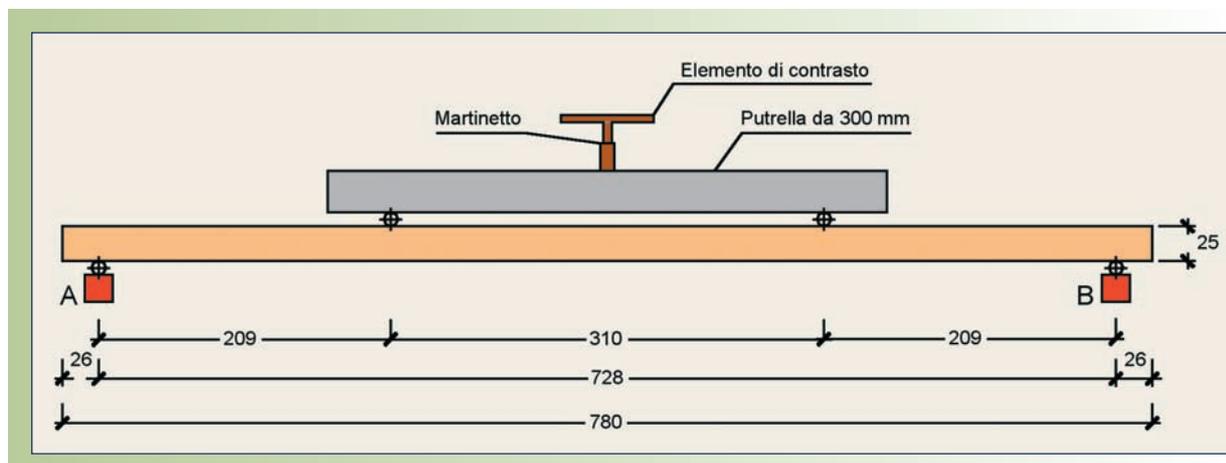


Fig. 2 - Schema di esecuzione della prima serie di prove a flessione (misure in cm).
Scheme of performing the first series of bending tests (measurements in cm).

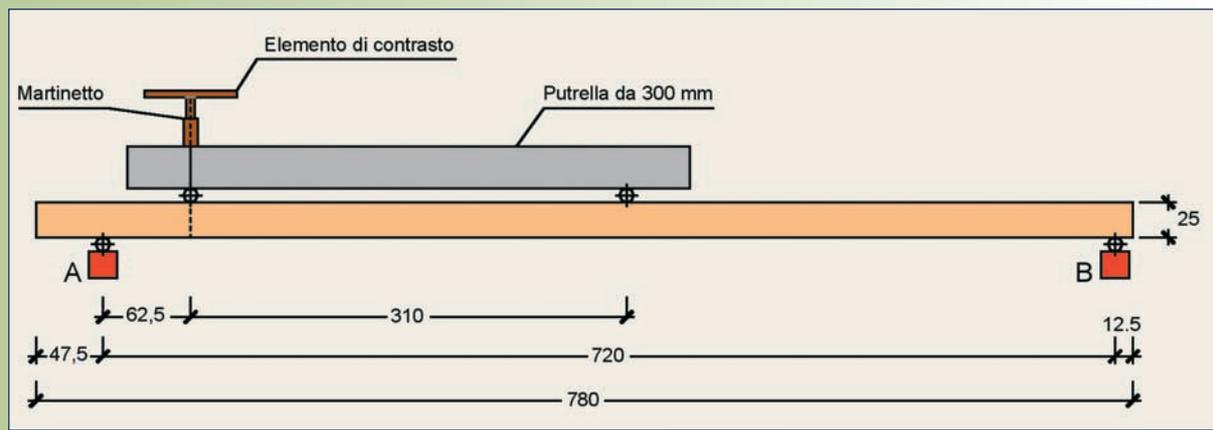


Fig. 3 - Schema di esecuzione delle prove di taglio (misure in cm).
Scheme of performing the shearing tests (measurements in cm).

poco il carico massimo di esercizio. Cinque dei prototipi, con o senza blocchi di laterizio, sono stati perciò recuperati e provati a rottura per taglio utilizzando lo schema statico di fig. 3, fortemente asimmetrico, in modo da accentuare la sollecitazione tagliante in vicinanza dell'appoggio A.

I pannelli provati sono descritti nella tab. I e contrassegnati con i numeri da 1 a 5.

Circa lo schema adottato, si osserva che il carico è stato applicato in una sezione distante 62,5 cm dall'appoggio, pari a 2,5 volte l'altezza complessiva del solaio (25 cm), in modo da non dover considerare il cosiddetto "effetto arco" nella trasmissione del carico. Ciò è in accordo con quanto consigliato in sede europea dal documento tecnico [5], ancora peraltro in fase di elaborazione, al punto 4.2 dell'Annesso H.

L'appoggio, inoltre, è stato posizionato al disotto dei travetti precompressi (fig. 4) per coinvolgere le pignatte nella rottura a taglio, simulando l'innesto dei travetti in trave alta. Ciò in virtù di quanto rilevato nel corso di precedenti indagini sperimentali [4] nelle quali l'appoggio è stato posto al disotto della fascia piena: in questa situazione la rottura si è innescata in corrispondenza dell'estremità dei travetti precompressi ed è proseguita nella stessa fascia piena.

Tab. I - Descrizione dei pannelli di prova.
Description of the tested panels.

n. no.	Tipo di pannello Type of panel	Data della prova Test date
1	Senza laterizi Without clay blocks	15/6/2004
2	Con later. normali (Cat. A) sfalsati With semi-resisting clay blocks (Cat. A) and shifted joints	25/6/2004
3	Con later. normali (Cat. A) allineati With semi-resisting clay blocks (Cat. A) and aligned joints	16/9/2004
4	Senza laterizi Without clay blocks	21/9/2004
5	Con laterizi rinforzati (Cat. B) With resisting clay blocks (Cat. B)	22/9/2004

installed with aligned or shifted joints; the resisting blocks only had aligned joints.

The panels subjected to bending test were not brought to collapse: the tests were led to the point of reaching or just passing the maximum serviceability load. Five of the prototypes, with or without clay blocks, were undergone the shear test using the static layout in Fig. 3, heavily asymmetric so as to accentuate the shear force near support A.

The tested panels are described in Tab. I and marked with numbers 1 to 5. About the layout adopted, we can see that the load was applied in a section that was 62.5 cm from the support, namely 2.5 times the overall height of the floor (25 cm), in such a way to avoid the so called "arching" in the transmission of the load. Namely in line with what is recommended by European technical document [5], still in the phase of being drawn up, in point 4.2 of Annex H.

The support, moreover, was positioned below the pre-stressed concrete floor beams (Fig. 4) to involve the hollow blocks in the shearing break, by simulating a direct support. Namely based on what was shown in the previous experiments [4] where an indirect support was simulated: in this situation the break occurred at the end of the pre-stressed concrete beams and it continued in the concrete terminal part of panels.

Electric strain gages were used to observe the deformations, two for each panel, applied on the longitudinal vertical face, between the support and the section in which the concentrated load is applied, inclined at 45° (depending on the tensile isostatics), at a distance of 15.5 cm from each other, as in Fig.5.

The load was increased gradually from zero up to collapse, and at the same time the deformation behaviour was monitored in the sections where the electric strain gages were applied. In

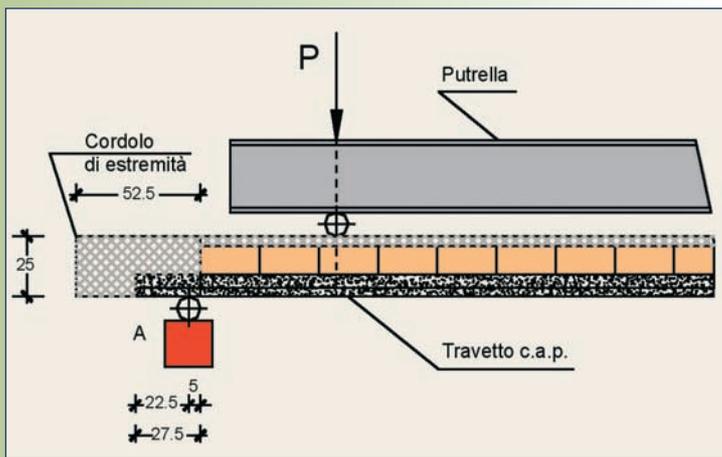


Fig. 4 - Posizione dell'appoggio rispetto alle pignatte nella prova di taglio (misure in cm).
Position of the support with reference to the hollow blocks in the shearing tests (measurements in cm).

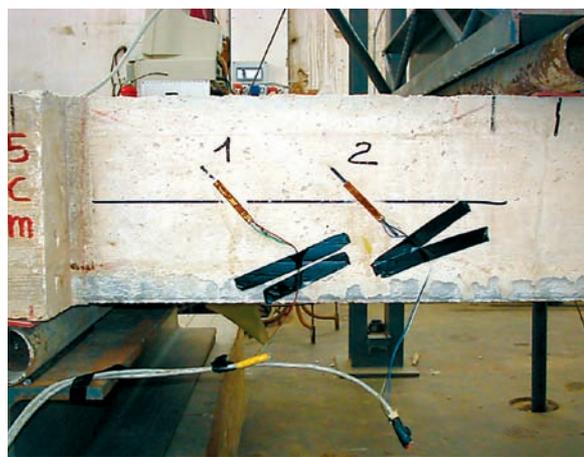


Fig. 5 - Ubicazione e disposizione degli estensimetri.
Location and disposition of the extensimeters.

Per rilevare le deformazioni sono stati adoperati degli estensimetri elettrici, due per ciascun pannello, applicati sulla faccia verticale longitudinale, tra l'appoggio ed il punto di applicazione del carico concentrato, inclinati a 45° (secondo le isostatiche di trazione), ad una distanza di 15,5 cm l'uno dall'altro, così come risulta dalla foto di fig. 5.

Il carico è stato fatto crescere gradualmente da zero fino al valore di collasso e contemporaneamente è stato monitorato il comportamento deformativo nelle sezioni di applicazione degli estensimetri elettrici.

Nelle figg. 6,7,8,9 sono riportate le immagini all'atto del collasso di quattro dei cinque pannelli.

Il pannello n. 2, con blocchi normali a giunti sfalsati, presenta una rottura analoga a quella del pannello n. 3.

In fig. 10 sono riportati i legami carico-deformazioni misurati dagli estensimetri elettrici disposti, come si è già detto, secondo le isostatiche di trazione. I diagrammi si riferiscono ai valori rilevati nell'ambito dei carichi di esercizio. Al di là di questi ultimi, fino alla rottura, l'evoluzione del quadro fessurativo ha reso inattendibili le ulteriori rilevazioni.

Dal diagramma si rileva il benefico contributo offerto dalla

Figs. 6,7,8,9, the collapses of four among the five panels are shown. Panel no. 2, with shifted joint semi-resisting blocks, has a break that is similar to that of panel no. 3.

Fig. 10 shows the load-deformations diagram measured by the electric strain gages arranged, as already mentioned, according to the tensile isostatics. From the diagram it is clear the benefit of using the blocks, namely in the reduction of the deformations and therefore of the stresses in the concrete.

In Tab. II there is a summary of the shear force experimental values in the critical section at the ultimate state. The shear force value is determined by taking into account the load, the weight of the beam used to transmit it, those of the jack, of the load cell and of the panel.

This last differing according to the presence, if any, of the blocks and their type.

The test shows that the presence of clay blocks noticeably increases the ultimate



Fig. 6 - Pannello n. 1 senza laterizi.
Panel no. 1 without clay blocks.



Fig. 7 - Pannello n. 4 senza laterizi.
Panel no. 4 without clay blocks.



Fig. 8 - Pannello n. 3 con laterizi Cat. A allineati.
Panel no. 3 with clay blocks Cat. A aligned.



Fig. 9 - Pannello n. 5 con laterizi Cat. B.
Panel no. 5 with clay blocks Cat. B.

Tab II - Valori del taglio agenti all'atto della crisi nella sezione maggiormente sollecitata.
Shearing agent values at the critical moment in the section most under stress.

Tipo di pannello <i>Type of panel</i>	Tipo di rottura <i>Type of break</i>	Taglio massimo (kN) <i>Shear maximum (kN)</i>
n. 1 senza laterizi <i>no. 1 without clay blocks</i>	Taglio <i>Shear</i>	150,32
n. 2 con laterizi normali (Cat. A) sfalsati <i>no. 2 with semi-resisting clay blocks Cat. A (shifted joints)</i>	Flessione <i>Bending</i>	151,65
n. 3 con laterizi normali (Cat. A) allineati <i>no. 3 with semi-resisting clay blocks Cat. A (aligned joints)</i>	Flessione <i>Bending</i>	155,93
n. 4 senza laterizi <i>no. 4 without clay blocks</i>	Taglio <i>Shear</i>	127,81
n. 5 con laterizi rinforzati (Cat. B) <i>no. 5 with resisting clay blocks (Cat. B)</i>	Flessione <i>Bending</i>	157,19

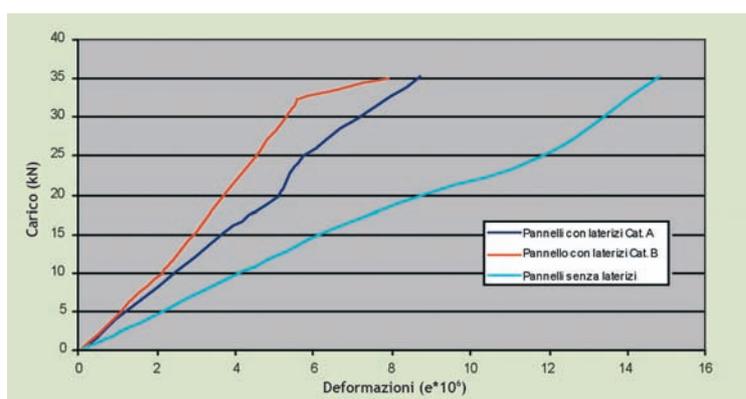


Fig. 10 - Legami carico - deformazioni.
Load deformations relations.

presenza dei blocchi, consistente nella riduzione delle deformazioni e quindi delle tensioni nel conglomerato. Nella tab. II sono riassunti i valori del taglio agente all'atto della crisi nella sezione maggiormente sollecitata. Nel determinarne l'entità si è tenuto conto del carico, del peso proprio della traversa usata per trasmetterlo, di quelli del martinetto, della

strength. This, in absence of clay blocks, is produced through the effect of shearing; when clay elements are present, however, a bending collapse occurs when the ultimate load has reached a value that is higher than the previous one.

THE SECOND SERIES OF TESTS

It was thought important to look in more detail, following on from what was described above, at further panels, like semi-prefabricated with the use of reinforced pre-stressed concrete beams and reinforced lattice girder beams.

Therefore twelve panels were produced, six with pre-stressed beams and six with lattice girder beams. For each series of prototypes, three were made using semi-resisting clay blocks (Cat. A.) and three without blocks. For these latter, in order to make the production easier, to avoid the concrete-blocks sticking and to make the clay blocks easier to remove, the blocks were wrapped with sheets of

cella di carico e del pannello, diverso quest'ultimo a seconda della presenza o meno dei laterizi e della loro tipologia.

Si osserva che i pannelli 1 e 4, privi di laterizi, si sono rotti a taglio, mentre gli altri, muniti di laterizi, hanno raggiunto la rottura per flessione.

Il taglio massimo all'atto della crisi è stato mediamente alquanto superiore per i secondi rispetto ai primi. Ma è rilevante osservare che, per i pannelli con laterizi, la rottura per taglio si sarebbe avuta sotto un valore di quest'ultimo certamente più elevato se non fosse prima intervenuta la rottura per flessione. La presenza dei blocchi, cioè, migliora il comportamento a taglio dei pannelli in fase di rottura: e ciò verrà confermato anche dalle prove della seconda serie.

LA SECONDA SERIE DI PROVE

Si è ritenuto, a seguito di quanto descritto, di approfondire maggiormente l'argomento operando su ulteriori elementi appositamente realizzati, di tipo semiprefabbricato con impiego di travetti in c.a.p. e di travetti tralicciati in c.a. ordinario. Sono stati perciò confezionati dodici pannelli, sei con travetti precompressi e sei con travetti tralicciati. Per ciascuna serie di prototipi, tre sono stati realizzati usando blocchi di laterizio ordinari (Cat. A) e tre senza blocchi. Per questi ultimi, allo scopo di agevolare il confezionamento, evitare l'aderenza calcestruzzo-blocchi e consentire una facile asportazione delle pignatte, si è provveduto, prima del getto, ad avvolgere i laterizi con fogli di polietilene.

Le dimensioni dei prototipi sono quelle indicate nelle figg. 11 e 12, rispettivamente riferite a pannelli con travetti in c.a.p. e con travetti tralicciati.

Tutti sono stati realizzati con tre travetti e, ove presenti, con due file di pignatte di Cat. A a giunti allineati, ciascuna delle quali costituita da sei blocchi aventi dimensioni 25 x 38 x 20 cm (fig. 13). Il travetto precompresso prevede l'aggiunta di 2Ø16 esterni mentre quello tralicciato è costituito da un fondello in laterizio riempito di calcestruzzo con 2Ø5 + 1Ø7 di confezionamento e 2Ø16 aggiuntivi.

Nei prototipi a travetti precompressi questi ultimi si prolungano nei cordoli per 20 cm onde assicurare, in assenza di armatura fuoriuscente, un corretto ancoraggio; nei tipi a travetti tralicciati, in cui è prevista un'armatura lenta fuoriuscente, il prolungamento è di soli 5 cm.

Prove di compressione su cubetti prelevati dai getti hanno permesso di valutare la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$.

I pannelli con travetti precompressi e pignatte sono stati identificati facendo seguire il numero d'ordine (da 1 a 3) dalle lettere "P" (precompresso) e "C" (con laterizi); analogamente i pannelli con travetti tralicciati sono stati identificati sostituendo la lettera "P" con "T" (traliccio).

L'identificazione dei prototipi privi di laterizi si è ottenuta per entrambe le categorie sostituendo la lettera "C" con "S" (senza laterizi).

Il carico è stato ottenuto tramite un martinetto della portata massima di 50 t, alimentato da una pompa oleodinamica, e trasmesso al pannello di prova tramite una traversa in acciaio (HE220B) pesante complessivamente 120 daN.

Anche per queste prove il carico è stato applicato in una sezione trasversale del pannello distante 62.5 cm dall'appoggio più vicino.

polyethylene before casting.

The dimensions of the prototypes are shown in Figs. 11-12, respectively referring to panels with pre-stressed reinforced concrete beams and panels with lattice girder beams.

Both were made with three beams and, where present, with two rows of clay blocks with aligned joints, each row composed of 25 x 38 x 20 cm six blocks (Fig. 13). The pre-stressed concrete beam is the TP5 with the addition of 2Ø16 on the outside, while the lattice girder beam is composed of a clay shell filled with concrete with 2Ø5 + 1Ø7 and 2Ø16 longitudinal bars.

In the prototypes with pre-stressed concrete beams the length of beam penetration in cast in situ concrete terminal part has been set to 20 cm to ensure proper fixing, since protruding reinforcement is absent; in the lattice girder beam types, where a loose protruding reinforcement is provided, the penetration length is just 5 cm. Compression tests on cubes have provided a characteristic cylindrical compression strength $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

The panels with pre-stressed concrete beams and hollow blocks were identified by numbers (1 to 3) by the letters "PC"; similarly the panels with lattice girder beams were identified with the letters "TC".

The identification of prototypes without blocks was obtained for both categories by replacing the letter "C" with "S".

The load was obtained using a jack with a maximum capacity of 50 tons, powered by an oleo pump and transmitted to the test panel using a steel cross beam (HE220B) weighting 120 daN.

Also for these tests the load was applied to a cross section of the panel distant 62.5 cm from the nearest support. In Figs. 14 and 15 the load layout for the two series of tests is shown, respectively regarding the panels with pre-stressed concrete beams and the panels with lattice girder beams.

Each panel was subjected to an increasing monotonic load, starting from a zero value up to collapse. In Tab. III there is a summary of the types tested with the dates of the tests.

Unlike what happened in the tests with long panels, for which some collapses occurred through bending and others through shearing, in the case of short panels collapse always occurred through shearing, since the bending collapse has been deliberately avoided by using a reinforcement able to absorb the bending force.

Tab. IV is a summary of the results obtained in the experiments. They show:

- in the first column the initial of the panel;
- in the second column the weight "q" of the prototype per unit of length;
- in the third column the sum of the weights of the load beam (P_{tr}), the jack (P_m) and the load cell (P_c);
- in the fourth column the load applied

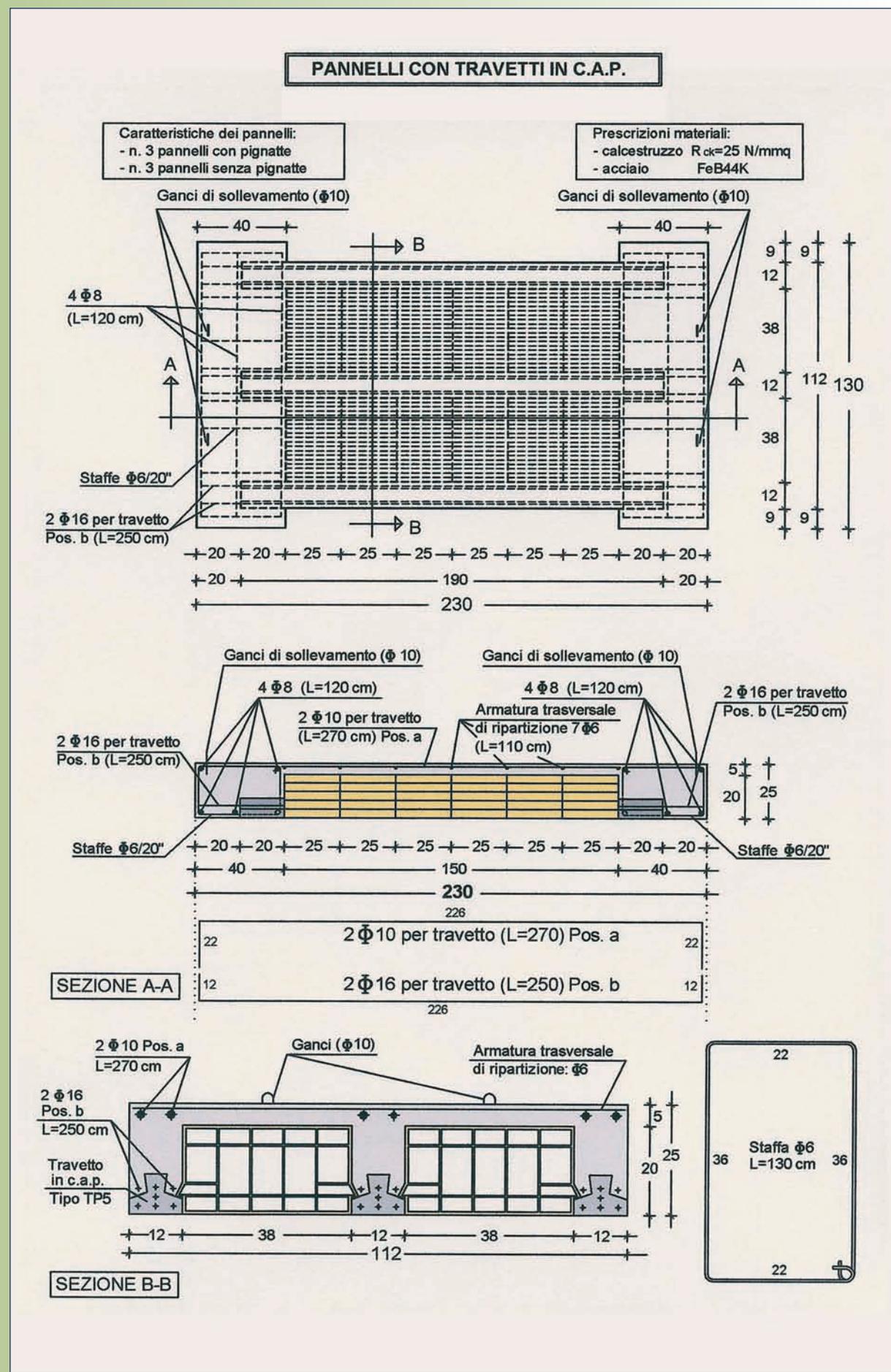


Fig. 11 - Dimensioni dei prototipi di pannelli con travetti in cemento armato precompresso (misure in cm).
 Dimensions of the prototypes of panels with pre-stressed reinforced concrete beams (measurements in cm).

PANNELLI CON TRAVETTI TRALICCIATI

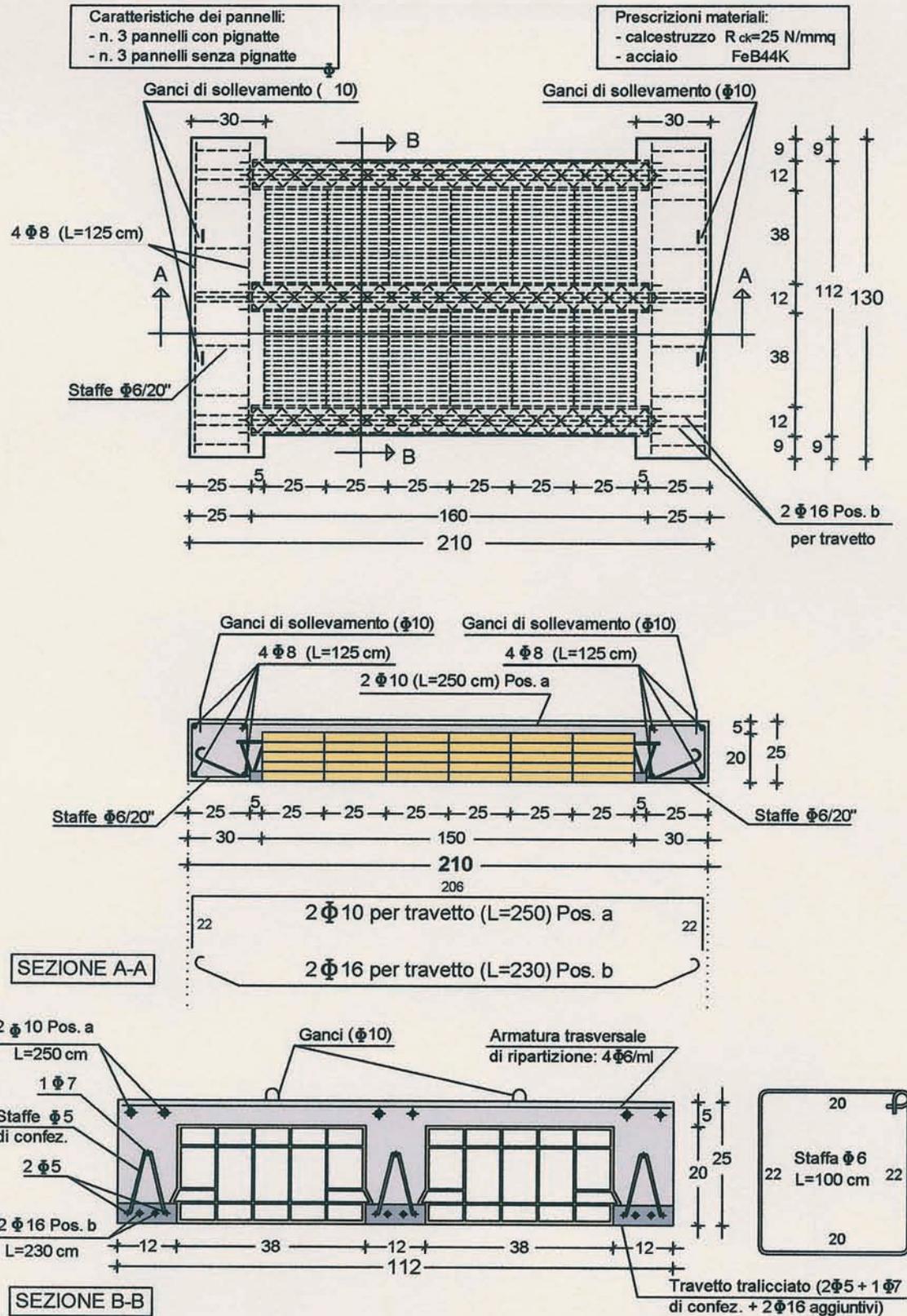


Fig. 12 - Dimensioni dei prototipi di pannelli con travetti tralicciati in cemento armato ordinario (misure in cm).
 Dimensions of the prototypes of panels with ordinary reinforced concrete lattice girder beams (measurements in cm).

Nelle figg. 14 e 15 è rappresentato lo schema di carico relativo alle due serie di prove, rispettivamente su pannelli con travetti precompressi e su pannelli con travetti tralicciati. Ciascun pannello è stato sottoposto ad un carico monotono crescente, partendo da un valore nullo fino alla rottura. Nella tab. III è riportato un riepilogo delle tipologie testate con le date di esecuzione delle prove.

A differenza di quanto si è verificato nelle prove relative ai pannelli lunghi, per alcuni dei quali la rottura è avvenuta a flessione e per altri a taglio, nel caso dei pannelli tozzi, di cui qui si sta riferendo, la rottura è sempre avvenuta inequivocabilmente a taglio. Ciò anche in quanto la rottura a flessione è stata volontariamente evitata ponendo in opera un'elevata armatura atta a resistere alla sollecitazione flettente.

La tab. IV è riepilogativa dei risultati sperimentali ottenuti. In essa sono indicati:

- nella prima colonna, la sigla del pannello;
- nella seconda colonna, il peso proprio "q" del prototipo per unità di lunghezza;
- nella terza colonna, la somma dei pesi della traversa di carico (P_{tr}), del martinetto (P_m) e della cella di carico (P_{cc});
- nella quarta colonna, il carico esercitato dal martinetto all'atto della crisi per taglio (P_u);
- nella quinta colonna, il taglio massimo presente all'atto della crisi (V_A) calcolato tenendo conto di tutti i contributi suddetti;
- nella sesta colonna, il taglio medio di rottura.

Il dato principale che risulta dalla tabella è che, sia nei solai a travetti precompressi, sia in quelli tralicciati, il carico medio di rottura a taglio si incrementa sensibilmente nel passaggio dai pannelli privi di pignatte a quelli che ne sono dotati.

Gli incrementi percentuali infatti sono pari nei due casi rispettivamente a:

$$i^{(P)} = \frac{20534 - 17035}{17035} = 0,205$$

$$i^{(T)} = \frac{19054 - 15349}{15349} = 0,241$$

e risultano perciò nell'ordine del 20,5% e del 24,1%.

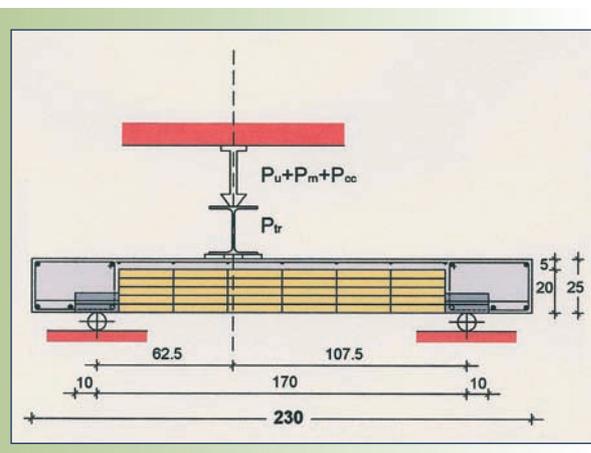


Fig. 14 - Schema di carico relativo alla prova su pannelli con travetti precompressi (misure in cm).
Load layout for the series of tests on the panels with pre-stressed concrete beams (measurements in cm).

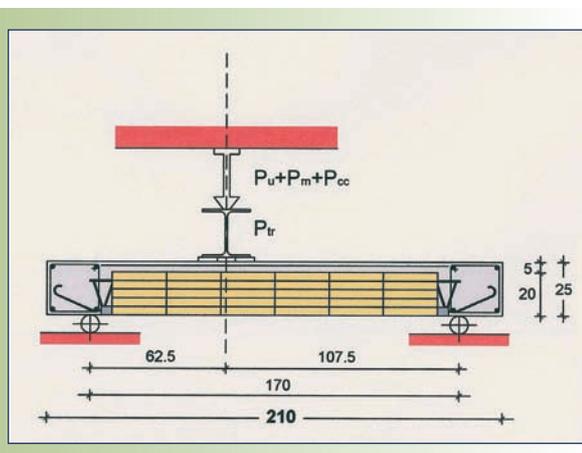


Fig. 15 - Schema di carico relativo alla prova su pannelli con travetti tralicciati (misure in cm).
Load layout for the series of tests on the panels with lattice girder beams (measurements in cm).



Fig. 13 - Fase di confezionamento dei prototipi.
Prototype packaging.

- by the jack at shear collapse (P_u);
- in the fifth column the maximum shear force at the ultimate state (V_A) calculated taking into account all the above-mentioned contributions;
- in the sixth column the average shear strength.

The main information emerging from the table is that both for pre-stressed concrete beams and lattice girder beams

Tab. III - Riepilogo delle tipologie provate e date di esecuzione delle prove.
Summary of the types tested and dates of tests.

Tipo di pannello Type of panel	Descrizione Description	Data di prova Test date
1PS	Travetti precompressi senza laterizi Pre-stressed beams without clay blocks	01/06/2005
1PC	Travetti precompressi con laterizi Pre-stressed beams with clay blocks	08/06/2005
1TS	Travetti tralicciati senza laterizi Lattice girder beams without clay blocks	15/06/2005
1TC	Travetti tralicciati con laterizi Lattice girder beams with clay blocks	24/06/2005
2PS	Travetti precompressi senza laterizi Pre-stressed beams without clay blocks	19/07/2005
2PC	Travetti precompressi con laterizi Pre-stressed beams with clay blocks	13/07/2005
2TS	Travetti tralicciati senza laterizi Lattice girder beams without clay blocks	14/07/2005
2TC	Travetti tralicciati con laterizi Lattice girder beams with clay blocks	14/07/2005
3PS	Travetti precompressi senza laterizi Pre-stressed beams without clay blocks	18/07/2005
3PC	Travetti precompressi con laterizi Pre-stressed beams with clay blocks	19/07/2005
3TS	Travetti tralicciati senza laterizi Lattice girder beams without clay blocks	12/07/2005
3TC	Travetti tralicciati con laterizi Lattice girder beams with clay blocks	15/07/2005

Ciò conferma in maniera anche più convincente quanto rilevato a seguito della prima serie di prove di cui si è riferito in precedenza. Le figg. 16 e 17 mostrano nell'insieme e nel dettaglio uno dei pannelli nel corso di una prova. Le figg. 18,19,20,21 mettono in evidenza la crisi per taglio raggiunta da alcuni pannelli, uno per ciascuna serie.

CONFRONTI TEORICI

A corredo di quanto esposto appare interessante qualche confronto tra i risultati sperimentali conseguiti e le resistenze a taglio

Tab. IV - Risultati ottenuti nella seconda serie di prove.
Results obtained during the second test series.

Pannello Panel	q [daN/m]	P _{tr} + P _m + P _{cc} [daN]	P _u [daN]	V _A [daN]	V _{A, medio} [daN]
1PS			27460	17694	
2PS	265	165	23080	14926	17035
3PS			28730	18498	
1PC			29260	18875	
2PC	315	165	33500	21556	20534
3PC			32890	21170	
1TS			22980	14877	
2TS	285	165	25610	16541	15349
3TS			22585	14628	
1TC			24735	16038	
2TC	345	165	30700	19810	19054
3TC			33080	21315	

the average ultimate load for shear collapse increases noticeably in the passage from panels without blocks to those with blocks. The percentage increments, indeed, are equal in the two cases respectively to:

$$I^{(P)} = \frac{20534 - 17035}{17035} = 0.205$$

$$I^{(T)} = \frac{19054 - 15349}{15349} = 0.241$$

and are in the order of 20.5% and 12.4%. This is even more convincingly confirmed by what was observed following the first series of tests referred above.

Figs. 16 and 17 show the whole one of the panels and a close-up view during the test.

Figs. 18-19-20-21 highlight the shear collapse reached in some panels, one for each series.

THEORETICAL COMPARISONS

From what has been observed it would be interesting to make some comparisons between the test results and the shear strengths attained using the formulas recommended by the Technical Norms.

Reference was made to Eurocode 2 (UNI EN 1992- 1- 1) [2] that, at point 6.2.2, provides the value of the shear strength $V_{Rd,c}$ for elements that do not require shear reinforcements, using the formula (6.2a), to be used both for panels with pre-stressed reinforced concrete beams (Fig. 22), and for those with lattice girder beams (Fig. 23). In it the contribution of the pre-stressing is excluded, for the former ones, since it extends only to the prefabricated beam and not to the whole web; for the latter ones, the contribution of the lattice girder is excluded because of its insufficient height, with a not suitable anchorage in the compressed zone. It is deemed that the principal function of the lattice girder is to ensure the floor "monolithism" as will be explained later. In both cases therefore there is the

desumibili per via teorica impiegando le formule consigliate dalla normativa tecnica.

Ci si è riferiti all'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) [2] che, al punto 6.2.2, fornisce il valore di progetto della resistenza a taglio per elementi che non richiedono armature a taglio, mediante la formula (6.2a), da riferire sia ai pannelli con travetti in c.a.p. (fig. 22), sia a quelli con travetti tralicciati (fig. 23). In essa si esclude, per i primi, il contributo della precompressione in quanto estesa al solo travetto prefabbricato e non all'intera nervatura e, per i secondi, quello del traliccio metallico a causa della insufficiente altezza di quest'ultimo, non adeguatamente ancorato in zona compressa. Si ritiene perciò che la principale funzione del traliccio sia quella di assicurare il monolitismo del solaio come verrà precisato successivamente.

Si ha pertanto in entrambi i casi la seguente espressione della resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (1)$$

in cui vanno assunti i valori comuni $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $\gamma_c = 1,5$.
Con riferimento ai pannelli a travetti precompressi, la fig. 22

following expression of the design shear strength:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (1)$$

where $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ and $\gamma_c = 1.5$.
With reference to the pre-stressed concrete beams panels, Fig. 22 summarises some of the geometric dimensions adopted in (1), expressed in millimetres. Moreover:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215.6}} = 1.963 < 2.0$$

$$A_{sl} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 215.6} = 0.02$$

All things considered we get:

$$V_{Rd,c}^{(panel)} = 3V_{Rd,c}^{(beam)} = 5052 \text{ daN} \quad (2)$$



Fig. 16 - Veduta dell'esecuzione di una prova.
View of the execution of a test.



Fig. 17 - Dettaglio dell'esecuzione di una prova.
Detail of the execution of a test.

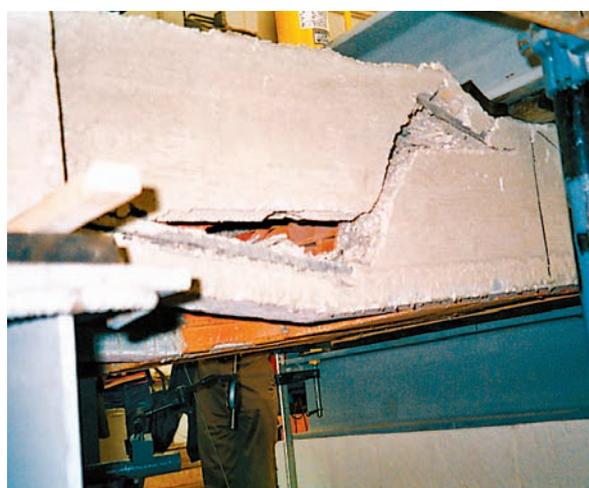


Fig. 18 - Pannello "PC".
Panel "PC".



Fig. 19 - Pannello "PS".
Panel "PS".



Fig. 20 - Pannello "TC".
Panel "TC".



Fig. 21 - Pannello "TS".
Panel "TS".

riassume alcune delle grandezze geometriche necessarie per utilizzare la (1) espresse in millimetri. Risultano inoltre:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215,6}} = 1,963 < 2,0$$

$$A_{st} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2 \Rightarrow \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 215,6} = 0,02$$

A conti fatti si ricava:

$$V_{Rd,c}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{travetto})} = 5052 \text{ daN} \quad (2)$$

Per i travetti tralicciati si ha ancora $A_{st} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ ed inoltre, con i dati di fig. 23:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1,932 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 230} = 0,0194 < 0,02$$

Risulta così:

$$V_{Rd,c}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{travetto})} = 5250 \text{ daN} \quad (3)$$

Entrambi i valori ottenuti appaiono molto contenuti nei confronti dei risultati sperimentali medi misurati che sono pari a 17035 daN e 15349 daN, rispettivamente per travetti precompressi e tralicciati in assenza di laterizi. In presenza dei laterizi tali valori si innalzano ulteriormente diventando pari a 20534 daN e 19054 daN (tab. IV) nei due casi in parola.

Allo scopo di eseguire un confronto più significativo, si osserva che i valori teorici $V_{Rd,c}$ sono dipendenti dalla resistenza caratteristica a compressione f_{ck} (frattile 5%) del calcestruzzo e dal coefficiente parziale di sicurezza del materiale $\gamma_c = 1,5$. Di fatto una stima accettabile dei valori medi del taglio resistente, corrispondenti ai valori (2) e (3), si può ottenere amplificando gli stessi per il coefficiente $\gamma_c / \sqrt[3]{0,76} = 1,64$. A tale risultato si arriva assumendo, nel caso in esame, $f_{ck} \approx 0,76 f_{cm}$ [2] e conseguentemente

For the lattice girder beams panels we have $A_{st} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ and, with the information in Fig. 23:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1,932 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 230} = 0,0194 < 0,02$$

The result is:

$$V_{Rd,c}^{(\text{panel})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{beam})} = 5250 \text{ daN} \quad (3)$$

Both the values obtained seem very small compared to the average test results that are 17035 daN and 15349 daN, respectively for pre-stressed concrete beams and lattice girder beams without clay elements. Where clay blocks are present, the experimental shear strengths increase further becoming 20534 daN and 19054 daN (Tab. IV) for the cases in question.

In order to carry out a more meaningful comparison, we can consider that the theoretical values $V_{Rd,c}$ depend on the characteristic compression strength f_{ck} of the concrete and on the partial security factor of the material $\gamma_c = 1,5$. As a matter of fact acceptable mean shear strength values, corresponding to the values (2) and (3), can be obtained by amplifying them by the coefficient $\gamma_c / \sqrt[3]{0,76} = 1,64$. Such result can be obtained by assuming $f_{ck} \approx 0,76 f_{cm}$ [2] and the relation $V_{Rd,m} \approx V_{Rd,c} \cdot \gamma_c / \sqrt[3]{0,76}$, leading to theoretical mean shear strength values of 8285 daN and 8610 daN for the panels with pre-stressed concrete beams and for those with lattice girder beams respectively. The persistent discrepancy between these mean theoretical values and the test ones can be explained by observing that, in the case of panels with pre-stressed reinforced concrete beams (Fig. 18), the lower pre-stressed beams increase the

$V_{Rd,m} \approx V_{Rd,c} \cdot \gamma_c / \sqrt[3]{0,76}$. Così operando si ottengono valori medi dei tagli resistenti teorici pari a 8285 daN e 8610 daN, rispettivamente per i pannelli con travetti precompressi e tralicciati.

La persistente discrepanza tra questi ultimi valori medi teorici e quelli sperimentali può essere giustificata osservando che, nel caso dei pannelli con travetti in c.a.p. (fig. 18), l'elemento inferiore precompresso incrementa la portanza del meccanismo resistente "a pettine" sviluppando un notevole effetto "spinotto" non considerato nella (1). Per quanto riguarda i pannelli con travetti tralicciati la fig. 20 mostra chiaramente che il traliccio metallico è stato interessato dalla superficie di rottura e che certamente ha contribuito alla resistenza a taglio. Anche in questo caso, però, tale contributo non è tenuto in conto nella (1).

Un'ulteriore verifica, prevista dall'Eurocodice 2 Parte 1-1 al punto 6.2.5, riguarda la tensione tangenziale all'interfaccia tra il calcestruzzo gettato in opera e l'elemento prefabbricato. Tale controllo può riguardarsi come una "verifica del monolitismo" del pannello.

La verifica richiede che:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (4)$$

essendo:

$V_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$ il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia;

$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ la resistenza di progetto, in cui, in particolare:

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

b_i è la larghezza dell'interfaccia;

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale globale in zona compressa o tesa ($(\beta = 1)$);

c, μ sono fattori dipendenti dalla scabrezza dell'interfaccia ($c=0,35$ e $\mu = 0,6$ per superficie liscia);

$\rho = \frac{A_s}{A_i}$ con A_s area dell'armatura che attraversa l'interfaccia ed A_i area del giunto;

α è l'inclinazione sull'orizzontale dell'armatura che attraversa il giunto.

Ponendo nella (4) il segno di uguaglianza, si ottiene l'espressione del taglio resistente all'interfaccia:

$$V_{Ed,max} = [c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)] z b_i \quad (5)$$

Comune ad entrambe le tipologie di pannelli è il valore della resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo :

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,8 / 1,5 = 1,2 \text{ N/mm}^2$, avendo assunto $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Per i pannelli con travetti in c.a.p. risulta inoltre (fig. 24):

$b_i = 200 \text{ mm}$; $d = 215,6 \text{ mm}$; $z = 0,9d = 194,04 \text{ mm}$; $\rho = 0$

e conseguentemente la (5) fornisce:

$$V_{Rdi}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rdi}^{(\text{travetto})} = 4890 \text{ daN}$$

Passando al valore medio della resistenza a trazione $f_{ctm} = \gamma_c f_{ctd} / 0,7$, come già in precedenza descritto, al taglio resistente di calcolo si può far corrispondere il taglio resistente medio allo scorrimento pari a 10478 daN (= 4890 x 1,5/0,7).

Per i pannelli solaio con travetti tralicciati invece, trascurando il contributo delle barre compresse e assumendo (fig. 25):

$b_i = 90 \text{ mm}$; $d = 230 \text{ mm}$; $z = 0,9d = 207 \text{ mm}$

$s = 200 \text{ mm}$ (passo del traliccio metallico);

$A_s = 2 \text{ } \varnothing 5 = 40 \text{ mm}^2$ (armatura tesa che attraversa l'interfaccia);

$\rho = \frac{A_s}{A_i} = \frac{40}{b_i s} = 0,0022$; $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1,15} = 374 \text{ N/mm}^2$; $\alpha = 45^\circ$; $\mu = 0,6$

"toothcomb" resistance mechanism, by developing a considerable "pin" effect not considered in (1). As far as the panels with lattice girder beams are concerned, Fig. 20 clearly shows that the lattice girder is crossed by the breaking surface and that it has contributed to the shear strength. Also in this case, however, such a contribution was not taken into account in (1).

Another check, provided by Eurocode 2 Part 1-1 at point 6.2.5, concerns the shear stress at interface between the cast in situ concrete and the prefabricated beam. This check can be looked upon as a "monolithism check" of the panel.

The check requires that:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (4)$$

with:

$V_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$ the value of the shear stress at the interface;

$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ the design shear strength,

where:

V_{Ed} is the shear force;

b_i is the width of the interface;

β is the ratio of the longitudinal tensile force in the cast in-situ concrete over the global longitudinal tensile force (in the present case, for simplicity, we assume $\beta = 1$);

c, μ are factors depending on the roughness of the interface ($c=0,35$ and $\mu = 0,6$ for a smooth surface);

$\rho = \frac{A_s}{A_i}$ with A_s area of the reinforcement that crosses the interface and A_i area of the joint;

α is the inclination on the horizontal of the reinforcement that crosses the joint.

By assuming $V_{Edi} = V_{Rdi}$, we obtain the expression of the shear strength at the interface:

$$V_{Ed,max} = [c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)] z b_i \quad (5)$$

Common to both types of panels is the design tensile strength of concrete:

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1,8 / 1,5 = 1,2 \text{ N/mm}^2$, assuming $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

For panels with pre-stressed reinforced concrete beams we also get (Fig. 24):

$b_i = 200 \text{ mm}$; $d = 215,6 \text{ mm}$;

$z = 0,9d = 194,04 \text{ mm}$; $\rho = 0$

and consequently (4) provides:

$$V_{Rdi}^{(\text{panel})} = 3V_{Rdi}^{(\text{beam})} = 4890 \text{ daN}$$

As already described earlier, we can adopt $f_{ctm} = \gamma_c f_{ctd} / 0,7$ in the calculation of the ultimate shear strength and then we find a mean strength equal to 10478 daN (= 4890 x 1,5/0,7).

For floor panels with lattice girder beams however, by ignoring the contribution of compressed bars and assuming (Fig. 25):

$b_i = 90 \text{ mm}$; $d = 230 \text{ mm}$; $z = 0,9d = 207 \text{ mm}$ $s=200 \text{ mm}$ (pitch of the lattice girder);

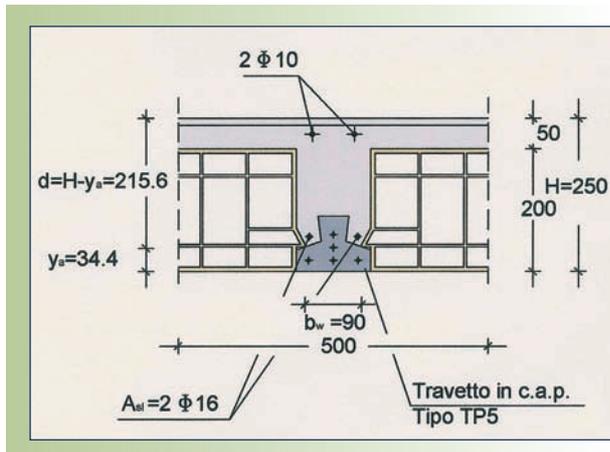


Fig. 22 - Grandezze geometriche (mm) necessarie per utilizzare la formula (1) nel caso del travetto in c.a.p.
Geometric magnitudes (mm) needed for using the formula (1) in the case of pre-stressed reinforced concrete beam.

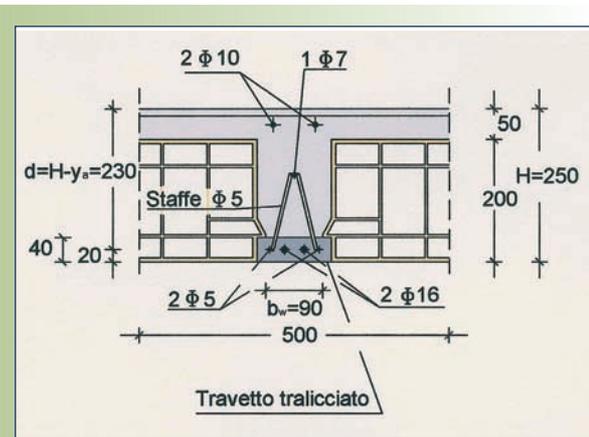


Fig. 23 - Grandezze geometriche (mm) necessarie per utilizzare la formula (1) nel caso del travetto tralicciato.
Geometric magnitudes (mm) needed for using the formula (1) in the case of lattice girder beam.

risulta:

$$V_{Rdi}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rdi}^{(\text{travetto})} = 7550 \text{ daN}$$

Anche in questo caso, passando al valore medio della resistenza unitaria a trazione del conglomerato e assumendo per l'acciaio la resistenza caratteristica, si ottiene il valore 11012 daN. Un'ultima osservazione scaturisce dall'analisi delle modalità di collasso dei pannelli. Dalle figg. 18,19,20,21, relative alle situazioni di crisi, si rileva che, mentre per i pannelli tralicciati ad armatura lenta si manifesta la classica superficie di rottura per taglio (meccanismo resistente "a pettine"), nel caso dei pannelli solaio con travetti in c.a.p. la superficie di rottura si propaga orizzontalmente al livello della corda minore del travetto precompresso. Ciò suggerisce l'esigenza di specifiche verifiche di resistenza in corrispondenza di questa corda più debole, come proposto dal prEN 15037-1 [5] attualmente in fase sperimentale.

CONCLUSIONI

Le prove hanno mostrato in maniera chiara che i laterizi hanno la capacità di elevare considerevolmente il carico di rottura a taglio di pannelli di solaio, sia a travetti precompressi che tralicciati. Ciò vale anche se si adoperano pignatte normali anziché rinforzate. Già la prima serie di prove, a carattere preliminare, condotte su travi snelle a travetti precompressi, aveva provato quanto sopra: infatti i pannelli muniti di pignatte avevano avuto un comportamento più rigido nel corso delle prove e soprattutto avevano superato il carico di crisi per taglio manifestatosi per i pannelli privi di laterizi, pervenendo a una rottura per flessione sotto carico maggiore.

La seconda serie di prove, condotta su elementi molto armati a flessione per far sì che la rottura avvenisse comunque a taglio, ha confermato quanto ottenuto nella prima serie: la presenza dei laterizi ha determinato un incremento medio del carico di crisi pari al 20,5% e al 24,1% rispettivamente nei casi di travetti precompressi e tralicciati.

Tutto ciò conferma come i laterizi producano un effetto benefico sul comportamento statico dei solai misti ai fini dell'assorbimento dello sforzo di taglio. Questo risultato non può non far sorgere delle perplessità in merito al fatto che le recentissime "Norme tecniche per le costruzioni" [6] ridimensionino drasticamente, al punto

$A_s = 2\emptyset 5 = 40 \text{ mm}^2$ (tensile reinforcement that crosses the interface);

$$\rho = \frac{A_s}{A_1} = \frac{A_s}{b_1 s} = 0.0022;$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 374 \text{ N/mm}^2;$$

$$\alpha = 45^\circ; \mu = 0.6$$

we get:

$$V_{Rdi}^{(\text{panel})} = 3V_{Rdi}^{(\text{beam})} = 7550 \text{ daN}$$

Also in this case, by going from the mean value for the unit tensile strength of the concrete and assuming for the steel the characteristic strength f_{yk} , we get the value 11012 daN.

A final observation emerges from the analysis of panels collapses. From Figs. 18-19-20-21, concerning the crises, it can be seen that in the lattice girder beams panels with an ordinary reinforcement the classic breaking surface characteristic of beams without shear reinforcement ("toothcomb" mechanism resistance) occurs, while in floor panels with pre-stressed beams the breaking surface spreads horizontally at the level of the weaker chord of the pre-stressed beam. This suggests the need of specific checks regarding the chords of weaker strength, as proposed by pr EN 15037-1 [5], currently in the experimental stage.

CONCLUSIONS

The tests have clearly demonstrated that clay blocks can considerably increase the shear strength of floors with pre-stressed or lattice girder beams. This is true even when semi-resisting instead of resisting clay blocks are used.

Already the first preliminary series of tests, regarding slender pre-stressed beams, proved that panels with clay blocks have a more rigid behaviour than those without blocks and, above all, the crisis in panels with clay blocks has been determined by bending collapses, while in panels without clay blocks, the crisis has

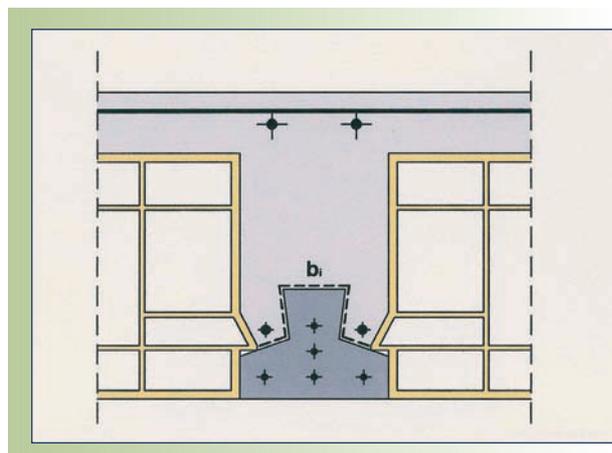


Fig. 24 - Pannello con travetti in cemento armato precompresso.
Panel with pre-stressed reinforced concrete beams.

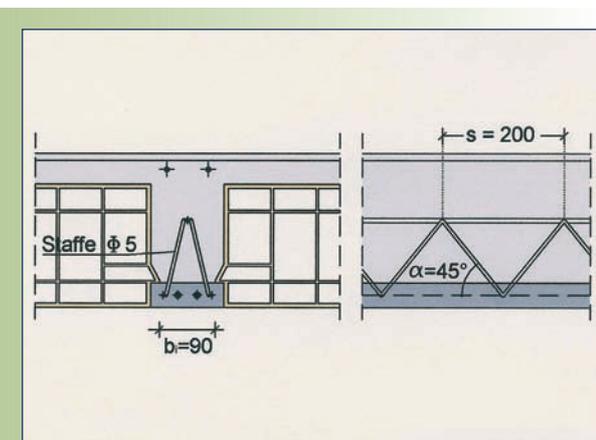


Fig. 25 - Pannello con travetti tralicciati.
Panel with lattice girder beams.

5.1.9, il contributo delle pignatte ai fini della resistenza del solaio rispetto a quanto prescritto al punto 7 del D.M. 9/1/96 [3] e da quelli ad esso precedenti. Il confronto condotto tra i valori teorici della resistenza di calcolo a taglio valutata sulla base di quanto proposto dall'Eurocodice 2 Parte 1-1 [2] e i valori conseguiti per via sperimentale mostra che i primi sono molto più bassi dei secondi, questi ultimi sia in assenza che in presenza dei laterizi. Si ritiene che ciò sia dovuto alla particolare prudenza con cui si valuta la resistenza a taglio trascurando il contributo della precompressione e quello dell'armatura d'anima, rispettivamente nei due casi di solaio a travetti precompressi e tralicciati. La complessità dei meccanismi di rottura a taglio dei solai a travetti prefabbricati, ampiamente utilizzati nella pratica costruttiva, suggerisce la necessità di un'estesa sperimentazione per raggiungere una più soddisfacente modellazione dei meccanismi stessi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. DONATONE, A. SOLLAZZO, *Collaborazione calcestruzzo-laterizio nelle sezioni di solaio soggette a momenti negativi*, "Costruire in Laterizio", n. 26, marzo-aprile 1992.
- [2] UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, *Design of concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*, novembre 2005.
- [3] D.M. 9/1/1996, *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*, Supplemento Ordinario alla G.U. n. 29 del 5/2/1996, Serie generale.
- [4] G. DONATONE, A. SOLLAZZO, *Sulle condizioni di vincolo dei solai latero-cementizi a travetti precompressi*, "Costruire in Laterizio", n. 50-51, marzo-giugno 1996.
- [5] prEN 15037-1, *Precast concrete products - Beam-and-block floor systems - Part 1: Beams*, ottobre 2005.
- [6] Decreto 14/9/2005, *Norme tecniche per le costruzioni*, Supplemento Ordinario alla G.U. n. 222 del 23/09/2005, Serie generale.

Si ringrazia il sig. Francesco Paparella, tecnico del laboratorio "M. Salvati" del D.I.C.A., per la proficua collaborazione prestata nell'esecuzione delle prove.

Si ringraziano, inoltre, le aziende Fantini Scianatico, Laternova e Ripabianca per la disponibilità e la collaborazione dimostrate nella preparazione dei prodotti testati.

been determined by shear collapses related to lower ultimate loads. The second series of tests, carried out on panels with a strong bending reinforcement in order to avoid bending collapses, confirmed the results of the first series of tests: the presence of clay blocks caused a mean increase of ultimate loads, related to shear collapse, by 20.5% and 24.1%, for pre-stressed beams and for lattice girder beams respectively. All this confirms that clay blocks have a beneficial effect on the static behaviour of concrete beam-and-block floor systems, especially with regard to shear strength. This conclusion leads to some reflections about the recent "Technical regulations for constructions" [6], that drastically re-sizes, at point 5.1.9, the contribution that clay blocks have in determining the ultimate shear strength of floor systems, differently to what was recommended in point 7 of Min. Decree 9/1/96 [3] and in previous Italian technical rules. The comparison carried out between the theoretical calculations of the shear strength, evaluated on the basis of Eurocode 2 Part 1-1 [2], and the results obtained in tests, have shown that the former values are much lower than the latter ones, independently from clay blocks presence. We think that this is due to the particular prudence adopted in evaluating the theoretical ultimate shear strength, ignoring the contribution of the pre-stressing and that of the lattice girder, respectively in the two cases of floors with pre-stressed beams and with lattice girder beams. Furthermore, the complexity of collapse mechanisms for panels with prefabricated beams, widely used in construction industry, suggests the need of broader experimental tests in order to reach a more satisfactory theoretical modelling of these collapses. Our thanks go to Mr. Francesco Paparella, an expert in the "M. Salvati" lab of D.I.C.A., for his useful help in carrying out the tests. We also would like to thank the companies Fantini Scianatico, Laternova and Ripabianca for their support during the preparation of the tested products.