

Tests on Cast-in-Place Slabs: an Application of the EC2's Method for the Calculation of Load-Induced and Residual Deflections

Prove di Carico su Solai a Piastra in Opera: Applicazione del Metodo Proposto in EC2 per il Calcolo delle Freccie sotto Carico e Residuali

Luca Guidi¹, Gabriele Poggi², Gerardo Masiello³, Francesco Del Viva⁴

¹ SMStrutture srl, Pisa, Italy

² SMStrutture srl, Pisa, Italy

³ SMStrutture srl, Pisa, Italy

ABSTRACT: Load tests on cast-in-place (CIP) decks are extremely important for designers and executors to check the quality of the construction. Often, the designer makes simplified assumptions about flexural stiffness of the deck based on loads and the forecasted deflection. This approach could lead to very cautelative evaluations, but which differ significantly from real values. In this work, a method based on EN 1992-1-1 is explained. Results are compared to real CIP slabs load test values. With this method it is possible to consider the effective distribution of the flexural stiffness based on reinforcement bars position and cracking level. In addition, the evaluation of the residual vertical displacements it is provided. / Le prove di carico su solai gettati in opera rappresentano una fase fondamentale di controllo per il progettista e l'esecutore dell'opera. Si riscontra che nella pratica diffusamente il progettista tende a fare ipotesi di partenza semplificate circa la rigidità flessionale dell'impalcato in funzione dei carichi e del livello di deformazione atteso, giungendo a stime cautelative ma che spesso si discostano in maniera significativa dai risultati empirici. Col presente lavoro si vuole illustrare la potenzialità di una procedura di calcolo sviluppata sulla base di EN 1992-1-1 e testata su casi reali di solai a piastra gettati in opera. Con questo metodo è possibile considerare l'effettiva distribuzione delle rigidità flessionali in funzione dell'armatura posata e del livello fessurativo; è inoltre possibile ottenere una valutazione circa gli spostamenti residuali.

KEYWORDS: reinforced concrete structural systems; load test; cracking / sistemi costruttivi in calcestruzzo armato; prove di carico; fessurazione

1 INQUADRAMENTO

1.1 Informazioni principali

Nell'ambito del collaudo di un'opera assume particolare rilevanza la fase di controllo dei solai, con riferimento ai valori della freccia misurati da prove di carico che simulano le condizioni progettuali di esercizio. Il confronto tra il modello teorico del progettista e la struttura al vero realizzato può sicuramente restituire degli indicatori importanti che diventano oggetto di valutazione critica. La struttura al vero rispetto a quello teorico è certamente influenzata da una molteplicità di fattori che non sono presi in considerazione in fase di calcolo o differiscono dalle ipotesi alla base. Primaria importanza hanno le condizioni di vincolo al contorno, ma nondimeno contribuiscono le non linearità intrinseche, ad esempio, per gli impalcati in calcestruzzo armato (e.g. effetti dovuti legati al ritiro in fase di maturazione e viscosità del calcestruzzo) e le assunzioni circa i parametri meccanici dei materiali. D'altro canto, è vero che esistono delle casistiche in cui, data la tipologia dell'impalcato e delle condizioni di carico, è auspicabile giungere ad una stima veritiera delle freccie

attese. Col presente lavoro si vuole illustrare una procedura applicativa dei modelli descrittivi proposti dalle norme per solai a piastra gettati in opera. Si mostrerà il confronto dei risultati teorici con quelli relativi a due casi reali. La procedura restituisce da ultimo una stima del valore di freccia residua, che diventa così indicatore del grado di fessurazione raggiunto con la prova rispetto alla condizione iniziale.

2 STATO DELL'ARTE

2.1 Normativa e stato dell'arte

Nella pratica è solito assumere ipotesi a monte dell'analisi. Spesso, in base al livello di carico ed al tasso di sfruttamento, si fanno ipotesi di modulo fessurato o non fessurato relativamente al modulo elastico che viene assegnato alle proprietà del materiale isotropo degli elementi plate/shell. Inoltre, l'assunzione fondamentale che si fa è che la rigidità flessionale dipenda esclusivamente dal modulo elastico del calcestruzzo (fessurato o no). Tuttavia, il problema, largamente trattato nella letteratura tecnica è molto complesso e negli anni si sono susseguite

diverse formulazioni. Molte formulazioni risultano formalmente analoghe tra di loro e differiscono esclusivamente per mezzo di coefficienti tarati empiricamente mediante il confronto con prove sperimentali. Tra i molteplici fattori in gioco assume particolare rilievo, per la valutazione delle deformazioni a breve termine, quali sono generalmente quelle delle prove di carico su edifici di nuova costruzione il comportamento del calcestruzzo fessurato. In particolare, nel caso oggetto di studio, viene posta l'attenzione sul fenomeno del *Tension Stiffening*. Esistono, generalmente, tre differenti metodi per mettere in conto il fenomeno del *Tension Stiffening*: modificando i legami costitutivi a trazione del calcestruzzo o dell'acciaio e lavorando quindi direttamente a livello materiale, considerando un comportamento medio tra conci fessurati e non fessurati o valutando la curvatura locale in ogni sezione dell'elemento.

Considerando il primo metodo, se gli effetti del *Tension Stiffening* vengono attribuiti al conglomerato occorre rimuovere l'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione e definire adeguati legami costitutivi (Vecchio 2000) mentre se gli effetti del *Tension Stiffening* vengono attribuiti all'acciaio si considera il calcestruzzo non reagente a trazione e si tiene conto dell'effetto irrigidente dei tratti di calcestruzzo compresi tra due fessure consecutive. Agire direttamente a livello del legame costitutivo è particolarmente oneroso in termini computazionali e spesso non compatibile con la pratica progettuale nel caso in cui devono essere modellate strutture complesse. Per questo, nel caso della modellazione strutturale è preferibile ragionare in termini sezionali, andando ad agire direttamente, ad esempio, sul modulo elastico o sul momento di inerzia.

Per questo le normative propongono approcci più o meno semplificati dove il comportamento dell'elemento strutturale viene studiato modificando direttamente il modulo elastico ed il modulo di inerzia della sezione. La definizione di questi parametri risulta di fondamentale importanza per ottenere una stima plausibile della deformazione delle strutture in c.a. sotto i carichi di esercizio.

La normativa italiana (NTC 2018) non specifica un metodo di calcolo per la determinazione della deformazione di strutture in c.a. che invece viene riportato nella Circolare Applicativa. Il metodo di calcolo riportato nella circolare è ripreso da quello dell'Eurocodice 2 (EN 1992 -1 -1:2015). Tale metodo risulta analogo a quello riportato anche nella nuovissima versione dell'Eurocodice 2 (EN 1992 -1 -1: 2024).

La relazione alla base del metodo di calcolo proposto dell'Eurocodice 2 deriva dalla formulazione di Branson (1965) che proponeva l'utilizzo di un coefficiente α pari a 3. La formula è stata successivamente modificata da Al Shaik & Al-Zaid (1993) che propongono la riduzione dell'esponente α in funzione della percentuale geometrica di armatura ρ . Le formulazioni proposte vengono riportate in seguito:

$$J_{eff} = J_{II} + (J_1 - J_{II}) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^\alpha \leq J_1 \quad (1)$$

$$\alpha = 3 - 0.8 \cdot \rho \quad (2)$$

L'Eurocodice 2 recepisce la formulazione sopra riportata fissando il coefficiente α pari a 2 ed introducendo un coefficiente β che tiene conto della durata dei carichi. Tale formulazione viene ripresa ed utilizzata, come verrà dettagliato ai paragrafi successivi, per stimare la deformazione di solette in c.a. sottoposte a prove di carico.

Utilizzando le formule dell'Eurocodice 2 è anche possibile fare una stima della curvatura dovuta agli effetti del ritiro; inoltre, agendo sulla definizione del modulo elastico è possibile ottenere una stima degli effetti a lungo termine dovuti alle azioni quasi permanenti.

Per quanto riguarda invece la normativa internazionale, si citano le norme ACI 318-19; quest'ultime pur presentando alla base lo stesso concetto della normativa Europea, recepiscono nel calcolo del momento di inerzia fessurato le indicazioni di Scanlon & Bischoff (2008) che suggeriscono la riduzione del momento fessurato in modo da mettere in conto i fenomeni di fessurazione che possono sorgere durante la fase di costruzione degli elementi strutturali.

Lo studio in questione mostra che al diminuire della percentuale di armatura degli elementi strutturali, aumenta la sensibilità ai processi costruttivi.

L'insorgere di fessurazioni già in fase di costruzione può modificare il comportamento strutturale agli stati limite di esercizio.

I metodi riportati in normativa, se correttamente applicati, permettono di ottenere stime sufficientemente affidabili. Tuttavia, è necessario per completezza, fare riferimento a metodi di modellazione avanzati, che grazie al grande incremento di potenza computazionale rivestiranno un ruolo di maggior rilievo anche nella pratica progettuale. In particolare, modelli che utilizzano *multi-layered shell element*, risultano molto accurati e comportano un minor onere computazionale rispetto ai modelli realizzati utilizzando elementi tipo *solid-brick* (Shu et al. 2017). Gli elementi di tipo *multi-layered shell*, infatti, sono in grado di tenere esplicitamente in conto i fenomeni di tension stiffening, aggregate interlock, tension softening, compression softening (Wang et al. 2008) e fenomeni a lungo termine come creep, shrinkage storia di carico e condizioni ambientali (Ravasini et al. 2023). In seguito, considerando che le modellazioni avanzate non appartengono ancora alla pratica progettuale, partendo dalla formulazione riportata nell'Eurocodice 2, viene sviluppato un modello che permette di ottenere risultati affidabili garantendo al contempo l'efficienza e la praticità richiesta nella comune pratica progettuale.

3 PROCEDURA PER IL CALCOLO

3.1 Inquadramento

Poiché nella fase progettuale in cui si richiede il calcolo delle frecce attese si è in grado di conoscere con certezza l'armatura effettivamente posata, è altresì possibile determinare per ogni punto il momento del secondo ordine omogeneizzata al calcestruzzo in fase I non fessurata e fase II fessurata. Di conseguenza, è possibile determinare la rigidità effettiva flessionale della piastra nell'ipotesi di sezione fessurata e non fessurata.

L'idea alla base del metodo è quella di applicare l'espressione di EN 1992-1-1:2013 al paragrafo 9.3.4 (3) che fornisce una previsione adeguata del comportamento, mettendo in conto il "tension-stiffening".

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I \quad (3)$$

Dove:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{Ic}}{M_{sd}} \right)^2 \quad (4)$$

con β coefficiente funzione della durata di applicazione del carico in esame (1 se di breve durata, 0.5 se di lunga durata), M_{Ic} è il momento di prima fessurazione, e M_{sd} è il momento sollecitante.

Nel metodo si indica con α un parametro di deformazione da considerare, che generalmente è uno spostamento, oppure una deformazione, o una curvatura. Poiché il calcolo effettuato è di tipo lineare (ipotesi ragionevole visto l'entità degli spostamenti attesi), ed esiste un rapporto di proporzionalità diretta tra curvatura e momento del secondo ordine, la relazione di cui sopra si applica alle quantità sopra descritte J_{nI} e J_{nII} come segue:

$$J^* = \xi J_{II} + (1 - \xi) J_I \quad (5)$$

A partire dalle definizioni delle rigidità flessionali di piastra, si determina quindi un fattore ρ_{red} a moltiplicare i valori dei moduli di Young nelle due direzioni locali lungo le quali è disposta l'armatura.

$$D_1 = E_1 \cdot J_1^* = \frac{E_{1,red} t^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{\rho_{red,1} E_c t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6)$$

Mettendo in evidenza ρ_{red} si ottiene, semplificando:

$$\rho_{red,1} = \frac{12(1-\nu^2) J_1^*}{t^3} \quad (7)$$

Si introduce una semplificazione per completare la matrice ortotropa di rigidità flessionale. Per il calcolo del modulo tangenziale G_{21} si considera come modulo di Young la media dei moduli calcolati $E_{1,red}$ e $E_{2,red}$

Table 1. Load increments table for analysis / Tabella degli incrementi di carico utilizzati per le analisi.

Load Case	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6
Dead load	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.00
Test load	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10

Load Case	Step7	Step8	Step9	Step10	Step11	Step12
Dead load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Test load	0.20	0.30	0.40	0.45	0.50	0.60

Load Case	Step13	Step14	Step15	Step16	Step17	Step18
Dead load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Test load	0.70	0.75	0.80	0.90	1.00	0.00

$$G_{12} = \frac{E_{red,av}}{2(1+\nu)} = \frac{E_{1,red} + E_{2,red}}{4(1+\nu)} = \frac{(\rho_{red,1} + \rho_{red,2}) E_c}{4(1+\nu)} \quad (8)$$

Il fattore riduttivo/incrementale è relativo alle proprietà iniziali che vengono assegnate al materiale del plate.

3.2 Calcolo della freccia attesa

La procedura automatizzata per il calcolo è stata sviluppata come *plug-in* del software Straus7[®] R3.1.3. Si procede per step del carico finale. Maggiore è la discretizzazione del carico, più preciso risulterà il quadro fessurativo in corrispondenza dello step finale. L'analisi del singolo step di carico è di tipo lineare, ma ad ogni iterazione i fattori riduttivi della rigidità, e quindi le proprietà, vengono puntualmente verificati ed eventualmente aggiornati. Nello step di carico successivo si partirà quindi da una nuova distribuzione delle rigidità flessionali, per la determinazione di una nuova configurazione deformata.

Il calcolo inizia con il carico da peso proprio, per tenere in conto di possibili fessurazioni già in questa fase, e quindi di una distribuzione di rigidità già variata prima della fase di carico rispetto a quella totalmente non fessurata. Nella fase di carico, oltre agli incrementi costanti definiti dall'utente per una

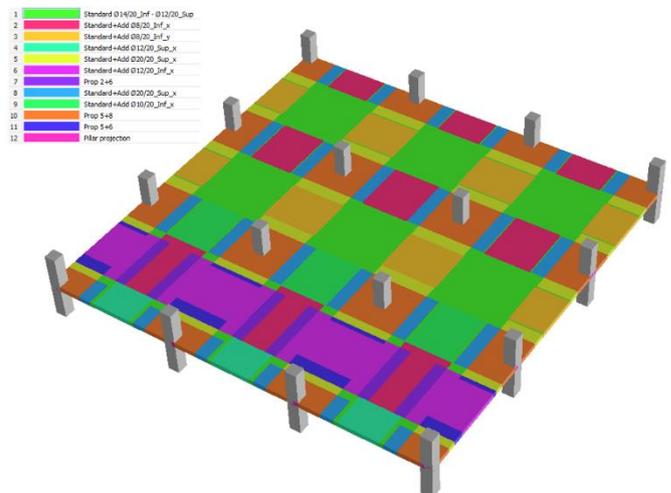


Figura 1: Different reinforcement distribution over the deck, view by model / Distribuzione delle armature sull'impalcato del modello di calcolo.

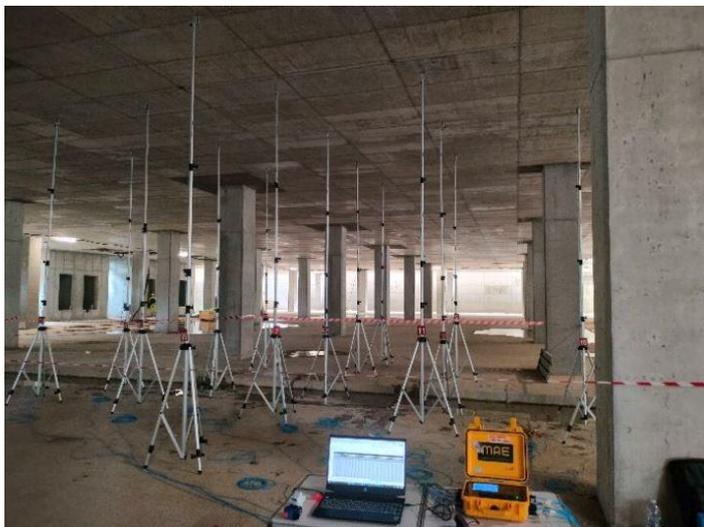


Figura 2: Layout of the recording points / Layout dei punti di misurazione.

maggior precisione del risultato, è possibile determinare la configurazione deformata anche per step generici definiti dall'utente (si vedano i casi studio mostrati successivamente). Dal momento che gli spostamenti attesi sono dell'ordine di 1/1000 della luce, si assume l'ipotesi di configurazione deformata in campo lineare.

3.3 Calcolo della freccia residua

Per la valutazione della freccia residua allo scarico il concetto alla base è piuttosto semplice: una volta raggiunto il carico di prova si ha l'effettiva distribuzione del quadro fessurativo nella porzione interessata. Una zona che è 'migrata' in fase II non può tornare allo stato iniziale di fase I non fessurato. Il passo successivo dell'analisi è quindi quello di valutare le frecce per il solo peso proprio, e confrontarle con lo step appena prima della fase di carico, in cui la fessurazione era assente o comunque di lieve entità. La differenza tra le due configurazioni deformate fornisce la distribuzione dei residui attesi.

4 CASO STUDIO: NUOVO OSPEDALE SANTA CHIARA

4.1 Descrizione dei modelli reali

Il Nuovo Ospedale Santa Chiara di Cisanello, a Pisa, è in fase di completamento (<https://www.e-chiaracresce.it/>). I solai tipici di tutte le unità strutturali sono a piastra gettati in opera. Il caso studio in esame è rappresentato da due prove di carico eseguite nel Luglio 2023 a livello del piano terra (primo impalcato in elevazione) dell'Edificio 34. I campi da sottoporre a prova sono stati identificati con i codici PCS0-1 e PCS0-2. La prova PCS0-1 è stata eseguita su un campo di dimensioni quadrate 8 m x 8 m, in adiacenza a campi di solaio di altrettante dimensioni.

La prova PCS0-2 altresì è stata eseguita su un campo di dimensioni quadrate 8 m x 8 m, in adiacenza, da un lato, a campi di solaio di altrettante dimensioni, e dall'altro 8 m x 4.95 m.

Per ogni prova sono stati utilizzati 15 trasduttori di spostamento, disposti come in Figura 3. Il carico di prova è 14.20 kN/m² per PCS0-1, e 14.05 kN/m² per PCS0-2. Il carico è stato realizzato mediante delle vasche di dimensioni 6.90 m x 7.80 m, riempite gradualmente di acqua.

Gli step di carico per i quali sono state raccolte le misurazioni sono 45%, 50%, 75%, 90%.

Per la prova PCS0-1 la freccia massima è stata rilevata in corrispondenza del trasduttore CH8 (mezzeria), con un valore di 5.62 mm. Allo scarico si è misurato un residuo di 1.01 mm. C'è sostanzialmente simmetria rispetto alle due direzioni CH2-CH15 e CH6-CH10, con valori di freccia compresi tra 2.5 mm e 3 mm alle estremità, pari a circa la metà di quella massima. La configurazione degli spostamenti residui è piuttosto 'piatta'; probabilmente è indicativa di una fessurazione contenuta in campata in luogo della zona di appoggio. Dai diagrammi carico-deformazioni si nota una piccola ma significativa influenza del tempo di applicazione del carico sul sistema. In corrispondenza dell'ultimo step di carico si registrano 0.14 mm a carico costante.

Per la prova PCS0-2 la freccia massima è stata rilevata analogamente in corrispondenza del trasduttore CH8, con un valore di 7.59 mm. Allo scarico si è misurato un residuo di 2.67 mm.

C'è una piccola asimmetria rispetto alle due direzioni CH2-CH15 e CH6-CH10, con valori di freccia rispettivamente pari a circa 3.1 mm e 3.8 mm alle estremità. Il valore di freccia in mezzeria è circa 2 volte quello ai bordi. La configurazione degli spostamenti residui rileva sempre la stessa asimmetria rispetto alle due direzioni ortogonali, con spostamento

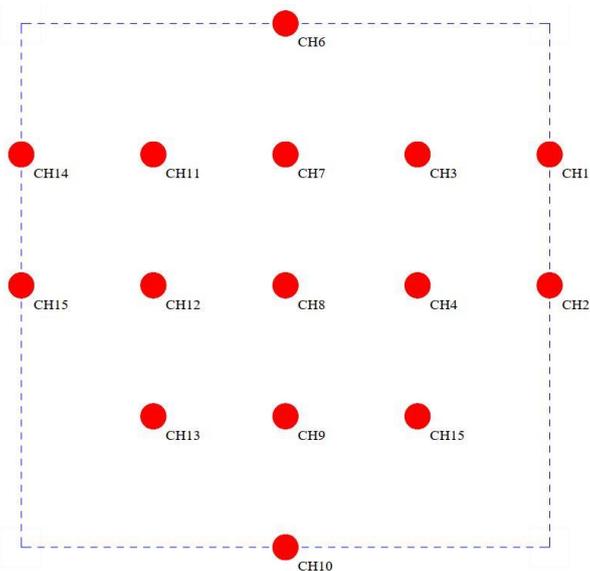


Figura 3: Test recording points below the deck, PCS0-1 / Strumentazione per la misurazione degli spostamenti al di sotto dell'impalcato, PCS0-1.

Plate: Spostamenti attesi prova di carico [mm]

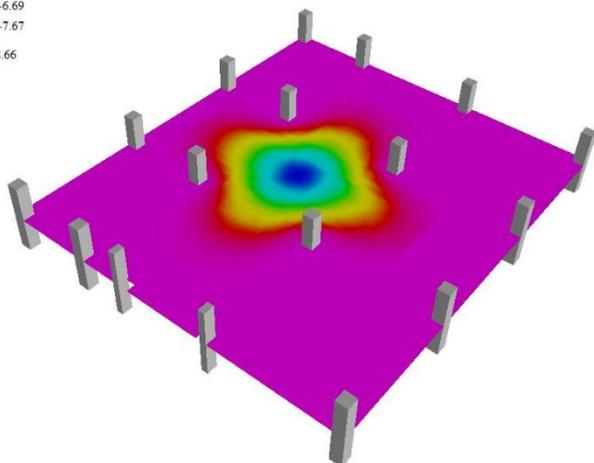


Plate: Spostamenti residuali attesi a fine prova [mm]

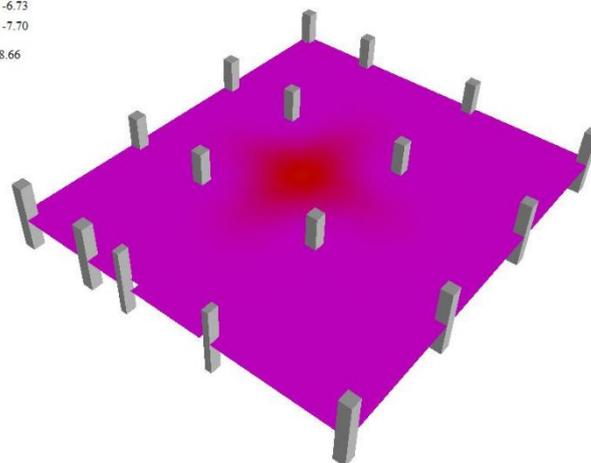
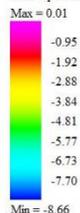


Figura 4: Contour maps of the displacements at the final load step (left) and at the unload stage (right) for PCS0-2 / Mappa cromatica degli spostamenti in corrispondenza dello step finale di carico (sinistra) e della fase di scarico (destra).

ai bordi pari rispettivamente a circa 1 mm e 1.5. Il massimo residuo è circa 1/3 del massimo spostamento di prova. Dai diagrammi carico-deformazioni si nota una significativa influenza del tempo di applicazione del carico sul sistema. In corrispondenza dell'ultimo step di carico si registra quasi 1 mm a carico costante.

4.2 Descrizione dei modelli di calcolo

I modelli di calcolo rappresentativi di PCS0-1 e PCS0-2 sono porzioni di solaio comprendenti 9 campi di solaio totali, con quello sottoposto a prova in posizione centrale. La modellazione dei campi limitrofi permette di tener in conto, con opportuna approssimazione, delle condizioni di vincolo al contorno della porzione di piastra direttamente caricata.

Ogni modello è composto da elementi finiti lineari isoparametrici. Le colonne sono modellate con elementi di tipo *beam*, in posizione baricentrica rispetto alla sezione e considerando calcestruzzo non fessurato. La colonna si estende per metà interpiano al di sotto ed al di sopra dell'impalcato caricato, con i nodi di estremità vincolati ad incastro. La piastra è modellata con elementi *plate/shell* principalmente a 4 nodi, con caratteristiche ortotropiche.

Per tenere in considerazione della tridimensionalità delle zone di appoggio, agli elementi plate modellati sulla proiezione della colonna sono assegnati dei fattori moltiplicativi alle rigidezze flessionali nelle due direzioni principali. Tali fattori sono sufficientemente grandi tali che gli spostamenti calcolati nel nodo convergente tra colonna e soletta risultino pressoché identici a quelli calcolati nei nodi dei plate sui bordi.

L'armatura è stata assegnata al modello in ogni suo punto secondo gli schemi degli elaborati costruttivi. Sono definite in maniera esatta l'armatura diffusa

superiore ed inferiore nelle due direzioni di posa e le armature di rifinitimento agli appoggi e in campata. L'armatura tipica diffusa dei solai è costituita da Ø14/20 inferiori e Ø12/20 superiori in entrambe le direzioni. Il rifinitimento tipico in appoggio sulla colonna è costituito da Ø20/20 superiori in entrambe le direzioni. Per il modello di PCS0-2, dal lato del campo di solaio in adiacenza più corto, in appoggio sono stati posati Ø18/20 superiormente. L'estensione in pianta di un determinato tipo di armatura non tiene in conto del contributo dei tratti di estremità necessari al trasferimento degli sforzi di trazione al calcestruzzo (ancoraggio) al limite plastico: è ragionevole pensare che tale approccio conduca, in linea di principio, ad una sovrastima degli spostamenti attesi.

5 CONFRONTO MODELLO TEORICO-MISURE REALI

Le analisi svolte sui modelli di calcolo hanno permesso di elaborare una serie di informazioni utili alla comprensione dell'evoluzione del quadro fessurativo all'aumentare del carico. Nondimeno, è possibile valutare l'attendibilità degli spostamenti attesi, osservando se, e come, determinati fattori possono influire in maniera significativa sull'effettivo spostamento misurato.

5.1 PCS0-1

Analizzando i risultati relativi alla prova PCS0-1, si nota che all'aumentare del carico la curva carico-spostamento reale e quella teorica presentano delle caratteristiche analoghe. Attorno al 45-50% del carico di prova la pendenza della curva cambia, individuando una diminuzione in risposta di rigidità del

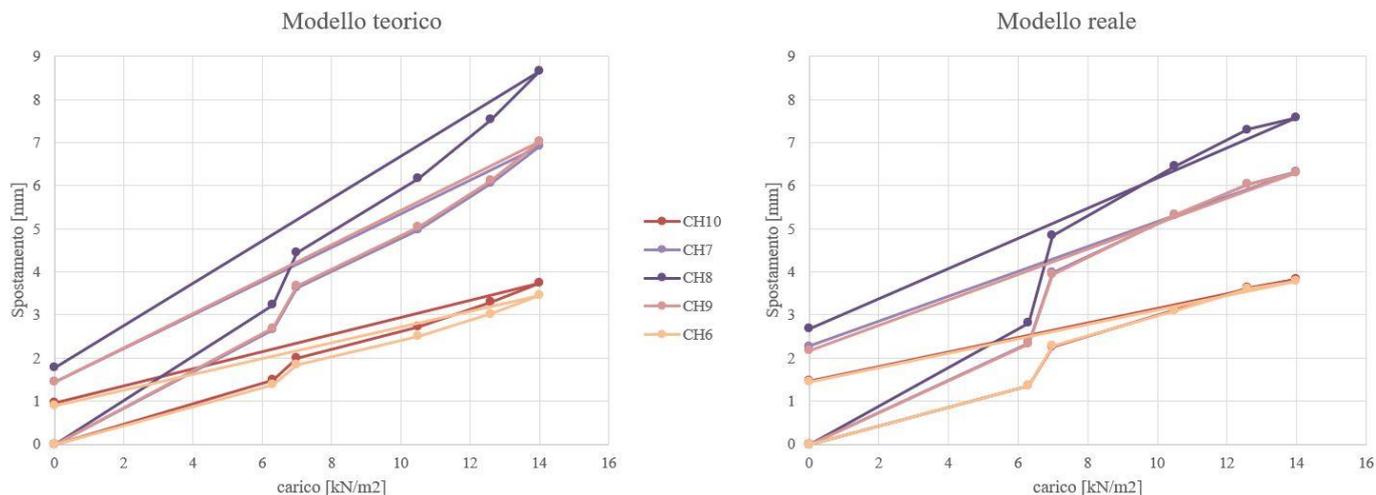


Figura 5: Displacements across the CH6-CH10 direction for PCS0-2 in the analytical model (left) and in the real scale model (right) / Grafico degli spostamenti lungo la corda CH6-CH10 nel modello analitico (sinistra) e in quello reale (destra).

solaio. Lo spostamento massimo in CH8 nel modello di calcolo è di 8.31 mm contro i 5.62 mm misurati. La differenza rimane analoga lungo la direzione CH2-CH15. Osservando la direzione CH6-CH10 invece, si evidenzia come gli spostamenti alle estremità risultino tendenzialmente coincidenti attorno a 3 mm, con differenze prossime a qualche decimo di millimetro.

Un parametro indicativo del livello di carico della prova rispetto al dimensionamento del solaio è certamente il livello di fessurazione raggiunto al termine della prova. Sulla struttura al vero è possibile fare alcune valutazioni osservando i valori residui allo scarico.

Lo spostamento massimo residuale teorico in CH8 è di 1.68 mm contro 1.01 mm reali. Lo spostamento residuale teorico alle estremità della direzione CH2-CH15 è di circa 0.90 mm, contro 0.52-0.56 mm teorici. Analizzando il valore residuo in termini percentuali rispetto allo spostamento massimo, si osserva una certa corrispondenza tra il modello teorico e quello reale, con valori del 20 % circa per la mezzeria e valori lievemente più alti fino a 24.7 % per le zone di estremità.

Dal modello teorico è inoltre possibile estrapolare informazioni circa l'andamento della fessurazione

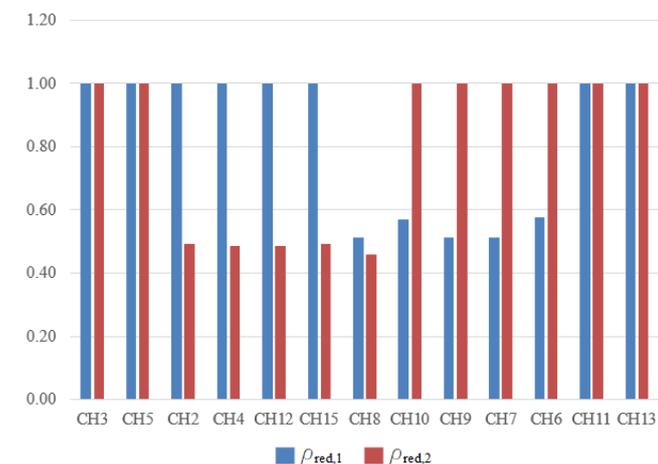


Figura 6: Stiffness reduction factors in PCS0-1 / Fattori di riduzione della rigidità per PCS0-1.

con il livello di carico e come questa è distribuita sul campo di solaio. I parametri di riferimento diventano $\rho_{red,1}$ e $\rho_{red,2}$ normalizzati. I fattori di riduzione di rigidità in CH8 iniziano a decrescere dal 30 % del carico prova, segno che a quel livello di carico la sezione inizia una 'migrazione' in fase II. Dato che con buona approssimazione l'intero sistema può ritenersi doppiamente simmetrico rispetto alle due direzioni principali della carpenteria, si osserva un decremento analogo per la direzione 1 quanto per la 2, con un valore finale di ρ_{red} compreso tra 0.45 e 0.51. La variazione è non lineare con il carico, e tende al rapporto tra i valori di rigidità flessionale effettiva in fase 2 e quella di una sezione rettangolare piena in c.a. non fessurata.

È significativo osservare i massimi $\rho_{red,i}$ per tutti i punti di misurazione. Se assumiamo la direzione 1 per CH2-CH15, è evidente come $\rho_{red,1}$ resti invariato lungo la congiungente delle colonne in direzione 2 mentre $\rho_{red,2}$ resta unitario, e viceversa. I punti al centro dei quarti di campo di solaio (CH11, CH3, CH13, CH5) sembrano non essere interessati da fessurazioni significative. CH8 è l'unico punto di misurazione in cui $\rho_{red,i} < 1$ con $i = 1, 2$.

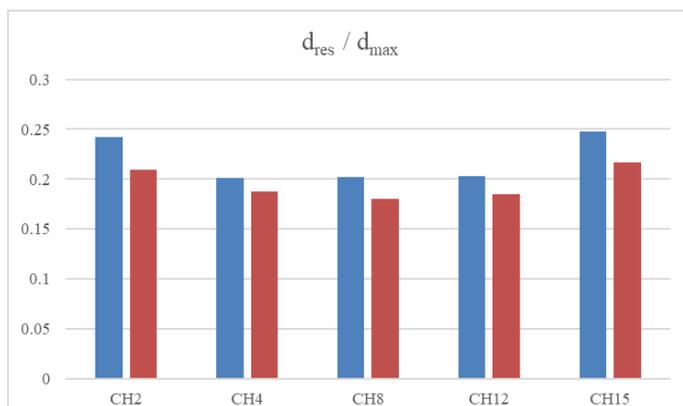


Figura 7: Residual displacement on maximum displacement on percentage compared / Rapporti percentuali degli spostamenti residui rispetto ai massimi a confronto tra modello teorico e reale.

5.2 PCS0-2

Per la prova PCS0-2 le considerazioni sono paragonabili a quelle per la prova PCS0-1. Attorno al 45-50% del carico di prova la pendenza della curva cambia, e lo spostamento massimo in CH8 nel modello di calcolo è di 8.65 mm contro i 7.59 mm misurati. La differenza rimane analoga lungo le direzioni CH2-CH15 e CH6-CH10.

Lo spostamento massimo residuale teorico in CH8 è di 2.67 mm contro 1.77 mm reali. Lo spostamento residuale teorico alle estremità della direzione CH2-CH15 è di circa 1 mm, contro 0.8 mm teorici. Analizzando il valore residuo in termini percentuali rispetto allo spostamento massimo, si osserva una minor corrispondenza tra il modello teorico e quello reale rispetto a PCS0-1, con valori del 20 % circa per la mezzera e valori lievemente più alti fino a 22.1 % per le zone di estremità, contro valori di ben oltre il 30 % misurati.

6 CONFRONTO CON MODELLI SPEDITIVI

Val la pena confrontare i risultati ottenuti con quelli derivanti da una modellazione speditiva di diffuso utilizzo nella pratica.

Per un tipico edificio ad uso civile, l'approssimazione del solaio ad elemento plate/shell omogeneo isotropo, avente parimenti spessore e modulo elastico pari a quello del calcestruzzo, è generalmente accettata e condivisa dalla comunità dei tecnici. Un dato che però necessita di un'assunzione a priori da parte del progettista è il grado di fessurazione atteso per lo stato limite di servizio caratteristico. In questo senso, basandosi sull'entità del sovraccarico di progetto (permanente e accidentale), si assume che possa verificarsi un certo grado di fessurazione. Di seguito si

andranno ad analizzare i risultati per le due prove PCS0-1 e PCS0-2 nei casi tipici di calcestruzzo non fessurato e calcestruzzo fessurato al 50%.

6.1 PCS0-1

Nel caso di calcestruzzo non fessurato ($dF=0$) la freccia massima misurata risulta essere pari a 3.41 mm, mentre nel caso di calcestruzzo fessurato ($dF=0.5$) il valore è pari a circa il doppio, 6.59 mm. Il calcolo nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato conduce ad una sottostima (-39.3%) rispetto al dato misurato, mentre nel caso di calcestruzzo fessurato la sovrastima risulta essere minore di quella risultante dal modello proposto (+17.3 contro +47.9%).

6.2 PCS0-2

Un risultato evidente dall'analisi è che le frecce risultanti dal calcolo nel caso di calcestruzzo non fessurato e fessurato per il secondo solaio sottoposto a prova sono estremamente simili. Le differenze tra le frecce massime sono inferiori a 0.3% (6.59 mm contro 6.57 mm). Il calcolo nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato conduce ad una sottostima significativa (-55.2%) rispetto al dato misurato, mentre nel caso di calcestruzzo fessurato si ha una sottostima ridotta (-13.4%) a fronte di una sovrastima di pari entità (+13.9%) ottenuta col modello proposto.

7 CONCLUSIONI

Il metodo proposto implementa la formulazione di Eurocodice 2 (EN 1992 -1 -1:2015) per il calcolo della freccia di un elemento in calcestruzzo armato fessurato. È possibile assegnare le armature

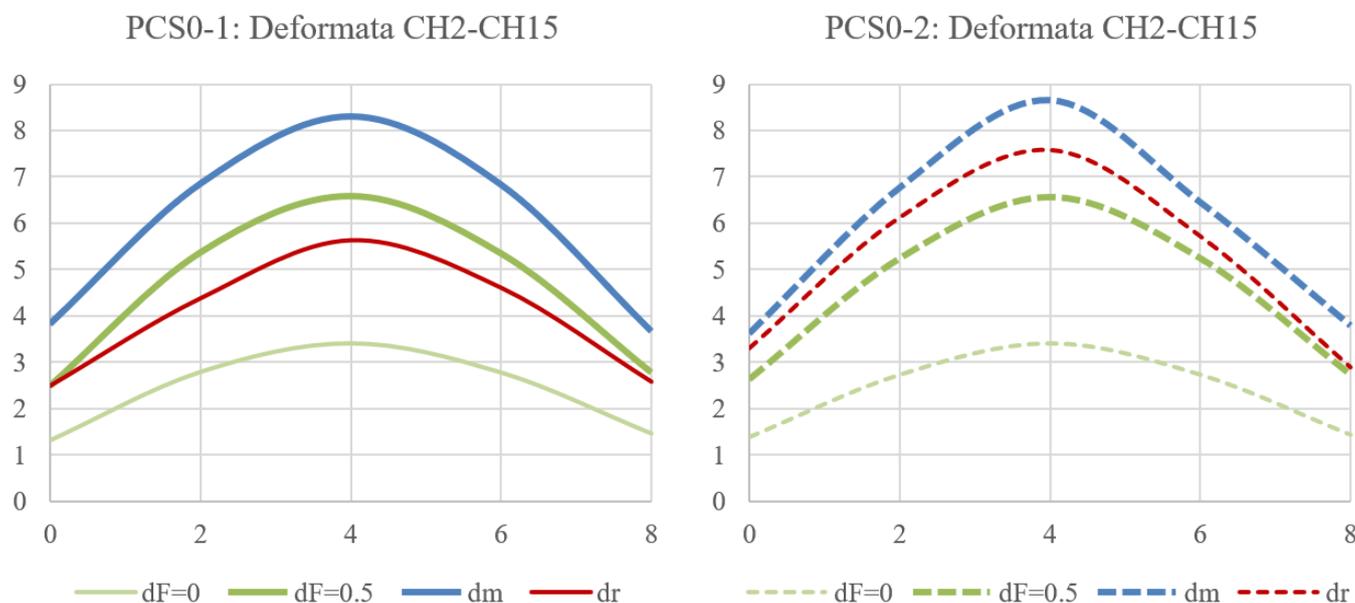


Figura 8: Compared deformed configurations across the CH2-CH15 direction for PCS0-1 test (left) and PCS0-2 test (right)/ Configurazioni deformate a confronto lungo la corda CH2-CH15 per la prova PCS0-1 (sinistra) e la prova PCS0-2 (destra).

direttamente al modello di calcolo agli elementi finiti. La procedura esegue un'analisi al passo di carico, verificando puntualmente il livello di fessurazione ed aggiornando eventualmente la proprietà in termini di moduli di Young equivalenti rispetto alle due direzioni degli assi locali x e y.

È possibile inoltre effettuare una stima degli spostamenti residuali attesi, fornendo al progettista un ulteriore parametro di confronto per la valutazione del risultato della prova di carico in termini di grado di fessurazione raggiunto.

Per i casi presi ad esame si osserva che il risultato del calcolo fornisce una stima a favore di sicurezza dell'abbassamento effettivo. In particolare, le stime effettuate per la prova PCS0-2 conducono ad un risultato soddisfacente sia in termini di freccia massima (errore inferiore a 1 mm) che di curva carico-spostamento per le diverse posizioni di misurazione. Nel caso di PCS0-1 la sovrastima appare più marcata.

Il modello speditivo con ipotesi di calcestruzzo fessurato al 50% offre una stima accettabile in entrambi i casi di prova (errori inferiori a 1 mm in entrambi i casi). D'altro canto, la non dipendenza dall'effettiva presenza delle armature e quindi dalla distribuzione del grado fessurazione conduce a configurazioni deformate estremamente analoghe in entrambi i casi PCS0-1 e PCS0-2 e diverse, nella forma, sia da quelle misurate che da quelle ottenute dal modello proposto.

I limiti del metodo proposto sono legati principalmente all'indeterminazione del quadro fessurativo iniziale per gli effetti dovuti al ritiro in fase di maturazione del calcestruzzo, ed ai possibili errori legati alla modellazione a piastra ortotropa con gradi di fessurazione x e y disgiunti e indipendenti.

È opportuno evidenziare che non è stato possibile ottenere dei dati circa l'effettivo modulo elastico del materiale. È ragionevole pensare che possa assumere valori maggiori di quelli ipotizzati relativi ad un calcestruzzo C30/37 con la formulazione proposta dalla Normativa. Inoltre, a favore di sovrastima del grado di fessurazione, l'estensione dell'armatura in pianta risulta al netto della lunghezza di ancoraggio necessaria al completo ripristino di resistenza delle barre, e non rispetto alla lunghezza di ancoraggio strettamente necessaria al trasferimento degli sforzi effettivi.

Dalla raccolta dei risultati relativi ad un numero sufficientemente elevato di prove, ed ottenendo informazioni circa le caratteristiche effettive del calcestruzzo gettato in opera, sarà possibile affinare la procedura adottando opportune miglierie a livello di modellazione e di analisi.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano le società NSCH s.c.a.r.l. e In Situ s.r.l. per la condivisione dei report di prova. Un particolare ringraziamento va a ing. Oreste Pedroni, responsabile tecnico di NSCH s.c.a.r.l.,

per la disponibilità e la collaborazione costruttiva durante il lavoro di consulenza svolto per l'esecuzione delle opere del Nuovo Ospedale Santa Chiara di Cisanello.

REFERENCES

- Vecchio, F.J. Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: formulation. 2000
- D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circolare N°7 del 21 gennaio 2019: Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. infrastrutture 17 gennaio 2018.
- EN 1992-1-1:2004: Design of concrete structures. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1992-1-1:2023: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures
- Branson, D. E. 1965. Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams. *HPR Report No. 7, Part 1, pp. 1-78, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Alabama (Department of Civil Engineering and Auburn Research Foundation, Auburn University, August 1963).*
- Al-Shaikh, A. H. and Al-Zaid, R. Z. 1993. Effect of Reinforcement Ratio on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 2, pp. 144-149.*
- ACI 318-19: Building Code requirements for structural Concrete
- Scanlon, A., Bischoff, P, Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members. 2008
- Shu J, Belletti B; Muttoni A, Scolari M, Plos M. Internal force distribution in RC slabs subjected to punching shear. *Eng Stuct* 2017; 153:766-81.
- Wang, Q., Teng, S. 2008. Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Flat Plate Structures by Layered Shell Element.
- Ravasini, S., Vecchi, F., Belletti, B., Muttoni, A 2023. Verifications of deflections and cracking of RC flat slabs with numerical and analytical approaches.