



ASSOBETON

Organo Ufficiale



CONFINDUSTRIA

23

2012

EDIZIONE
READY

ISSN 2225-6040

industrie manufatti cementizi

Progettare e produrre
con un processo industrializzato

■ PRIMO PIANO

■ PROGETTARE

Evidenze sperimentali sul comportamento di tubazioni interrate durante un sisma

Progettazione degli impalcati prefabbricati per il trasferimento di forze orizzontali

Coppella nervata in calcestruzzo fibrorinforzato

Nuova versione 2011 del Protocollo ITACA

■ PROGETTARE • Focus: Sostenibilità

Applicazione del LCA ad un edificio prefabbricato monopiano

EPD - Dichiarazione ambientale di prodotto per i materiali da costruzione

Introduzione alla Certificazione LEED per i solai prefabbricati e doppie lastre in calcestruzzo

Effetto isola di calore e permeabilità

PROGETTAZIONE DEGLI IMPALCATI PREFABBRICATI PER IL TRASFERIMENTO DI FORZE ORIZZONTALI

Mauro Torquati, Andrea Belleri, Paolo Riva, Università degli Studi di Bergamo

1 Introduzione

Durante un sisma, ogni elemento costituente l'edificio è soggetto ad azioni proporzionali al prodotto tra l'accelerazione e la massa dell'elemento stesso. La presenza di tali azioni impone lo studio di una corretta disposizione degli elementi strutturali, che garantisca il corretto trasferimento delle sollecitazioni al sistema degli elementi sismo-resistenti verticali. A tal riguardo è di fondamentale importanza la corretta organizzazione e progettazione dell'impalcato. Il presente articolo tratta le problematiche legate al trasferimento delle azioni sismiche in edifici prefabbricati. In particolare si analizza:

- la suddivisione dei compiti strutturali fra gli elementi;
- il dimensionamento degli elementi per l'azione sismica;
- l'influenza della flessibilità dell'impalcato sulla risposta sismica della struttura.

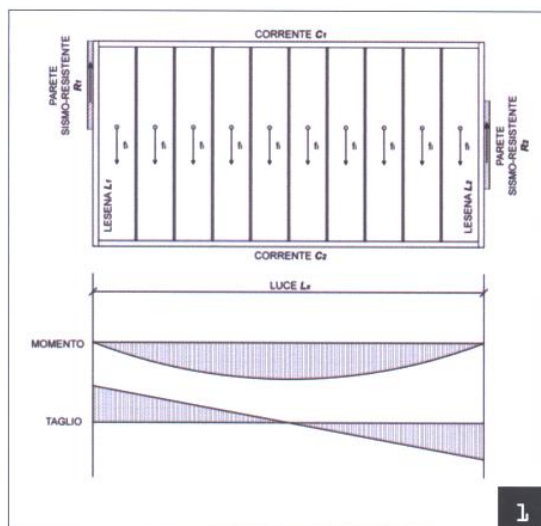


Figura 1. Organizzazione dell'impalcato

2 Organizzazione dell'impalcato

Al fine dell'organizzazione dell'impalcato si può fare riferimento allo schema in Figura 1, che equipara il comportamento del sistema impalcato-struttura a quello di una trave semplicemente appoggiata in corrispondenza degli elementi sismo-resistenti verticali.

Tale "trave" è composta dai correnti C_1 e C_2 , posti alle estremità dell'impalcato, che dovranno assorbire le forze associate al momento flettente impresso dalla forzante sismica. La porzione centrale di solaio compresa fra i due correnti costituisce l'anima reagente a taglio della "trave". Le lesene L_1 e L_2 sono adibite al trasferimento degli sforzi di taglio provenienti dall'anima agli elementi sismo-resistenti verticali.

Per semplicità di trattamento, si farà nel seguito riferimento ad uno schema sismo-resistente a pareti, essendo l'estensione a sistemi con pilastri sismo-resistenti banale.

Le forze sismiche f_i agenti su ogni elemento sono calcolate come prodotto tra la massa m_i dell'elemento e l'accelerazione a_i cui è sottoposto.

2.1 Dimensionamento dei correnti

Ai correnti C_1 e C_2 è affidato il compito di reggere il momento flettente generato dalla forzante sismica.

A seconda della direzione di quest'ultima si ha un corrente teso e un corrente compresso. In modo approssimato, l'armatura del corrente teso si può calcolare considerando come braccio della coppia interna la distanza tra l'interasse dei correnti, come illustrato in Figura 2

$$F_t = A_s \cdot \sigma_s = \frac{M}{z}$$

da cui:

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s}$$

2.2 Progettazione delle lesene

Come già anticipato, le lesene L_1 e L_2 hanno il compito di trasferire il taglio dal diaframma di piano alle pareti sismo-resistenti. In corrispondenza di ogni elemento sismo-resistente verticale si ha una lesena, dimensionata come fosse una trave soggetta ad azione assiale (Figura 3). In via approssimativa, per il calcolo dell'azione assiale della lesena, si può distribuire uniformemente lo sforzo di taglio lungo le interfacce parete-lesena e lesena-pannello.

I flussi di taglio per la lesena L_1 sono dati da:

$$\frac{q_1}{B_1} = \frac{R_1}{B_1}$$

$$q_1 = \frac{R_1}{L_y}$$

I flussi di taglio per la lesena L_2 sono ottenuti da:

$$\frac{q_2}{B_2} = \frac{R_2}{B_2}$$

$$q_2 = \frac{R_2}{L_y}$$

L'azione assiale per cui è dimensionata la lesena L_1 è pari a:

$$N_1 = q_1 \cdot (L_y - B_1)$$

mentre l'azione assiale per cui è dimensionata la lesena L_2 è data da:

$$N_2 = q_2 \cdot \frac{(L_y - B_2)}{2}$$

2.3 Dimensionamento del pannello

Il pannello d'anima è infine dimensionato per assorbire gli sforzi di taglio q_1 , q_2 e q_3 (Figura 4). Perché tali flussi di taglio siano trasferiti correttamente agli elementi sismo-resistenti verticali, è necessario prevedere una connessione continua fra gli elementi (pannello, lesene e correnti). Nel caso di connessioni discrete, queste vanno dimensionate considerando la forza risultante dal prodotto tra il flusso di taglio e l'interasse delle connessioni.

Il flusso q_3 , agente all'interfaccia tra correnti e pannello d'anima, è pari a:

$$q_3 = \frac{F_c}{L_x}$$

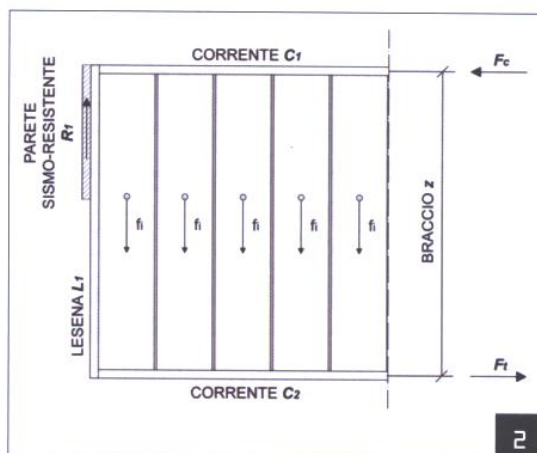


Figura 2. Calcolo della risposta flessionale dell'impalcato

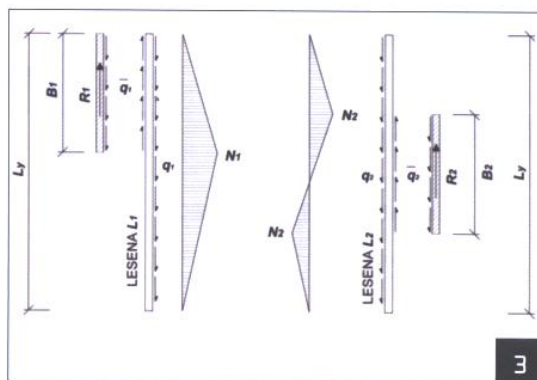


Figura 3. Distribuzione degli sforzi di taglio all'interno della lesena L_1

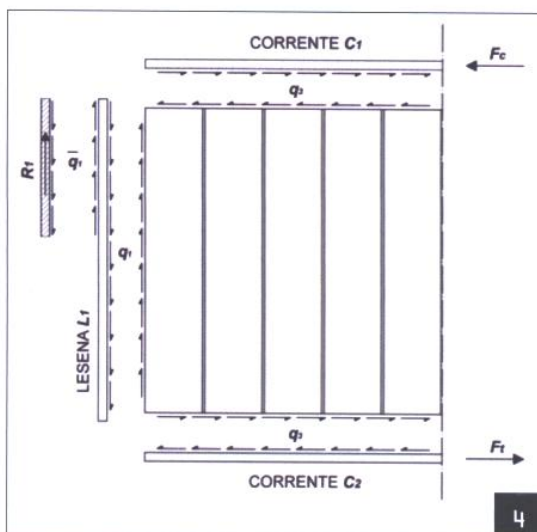


Figura 4. Taglio nel pannello d'anima

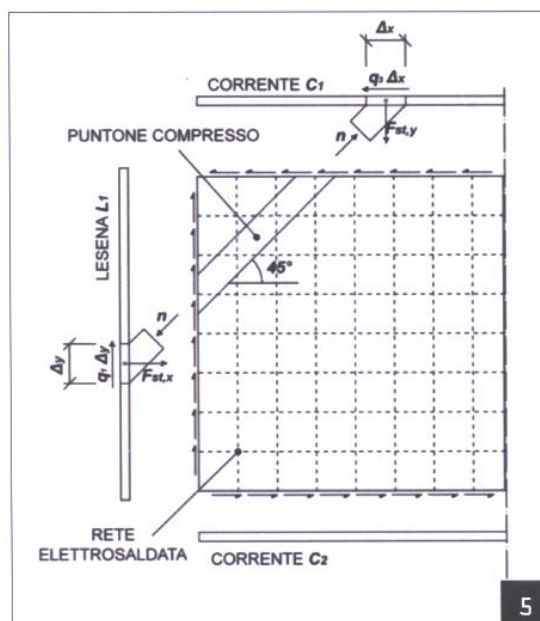


Figura 5. Armatura dei pannelli d'anima

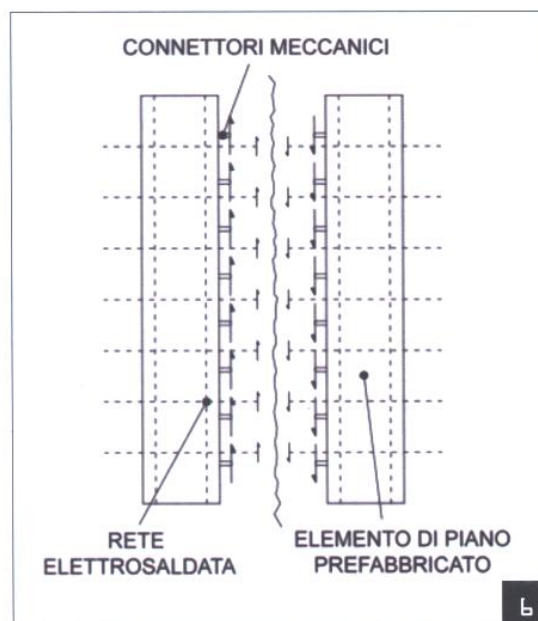


Figura 6. Trasferimento del taglio in condizione di getto integrativo fessurato

Nel caso in cui sia presente una cappa in calcestruzzo armato collaborante, il calcolo del pannello d'anima è svolto come illustrato nel seguito.

Si considera il pannello centrale costituito da una serie di puntoni compressi in calcestruzzo, accostati l'uno all'altro e

inclinati a 45°. La rete elettrosaldata collegata a lesene e correnti garantisce l'equilibrio, come rappresentato in Figura 5. Il passo e il diametro delle barre costituenti la rete elettrosaldata è ricavato per equilibrio in termini di forza nelle due direzioni principali.

Dall'equilibrio alle forze orizzontali:

$$F_{st,x} = n \cdot \sin 45^\circ$$

mentre dall'equilibrio alle forze verticali:

$$q_1 \cdot \Delta_y = n \cdot \cos 45^\circ$$

e uguagliando n nelle due equazioni precedenti:

$$F_{st,x} = q_1 \cdot \Delta_y$$

con Δ_y passo in direzione verticale della rete elettrosaldata utilizzata.

Analogamente, per il flusso di taglio q_2 , dall'equilibrio alle forze verticali si ottiene il passo e il diametro delle barre nell'altra direzione.

Spesso per la natura intrinseca delle strutture prefabbricate, vale a dire utilizzo di elementi di solaio di grandi dimensioni connessi puntualmente tra loro, si osserva che le zone di collegamento rappresentano una discontinuità in cui si concentrano le deformazioni dell'impalcato.

Si consideri inoltre che la formazione di fessure nel piano dovute al ritiro del calcestruzzo alle variazioni termiche e ai carichi di servizio tenderanno inevitabilmente a concentrarsi tra un elemento e il successivo, dato che vi è in quella posizione una discontinuità della sezione.

Tali fessure non permettono l'instaurarsi del meccanismo a puntoni descritto in precedenza, e in questo caso il taglio è trasferito unicamente dai connettori che collegano gli elementi che realizzano l'impalcato e dalle barre di armatura presenti all'interno del getto di completamento superiore, come rappresentato in Figura 6.

Quanto sopra esposto, pur prendendo in esame la situazione di struttura sismo-resistente a pareti, è valido anche per telai sismo-resistenti.

In particolare, gli appoggi in questo caso saranno situati in corrispondenza di ogni telaio sismo-resistente anziché in corrispondenza di ogni parete, e il compito svolto dalle lesene e dai correnti sarà sostituito dalle travi di collegamento dei pilastri.

3 Influenza della flessibilità dell'impalcato sulla risposta strutturale

Nella comune pratica progettuale, la flessibilità nel piano di diaframmi per strutture prefabbricate è molto spesso ignorata, a favore dell'approccio più semplice di diaframma infinitamente rigido. Le discontinuità analizzate al paragrafo precedente possono ridurre in modo significativo la rigidità del diaframma.

La normativa cogente italiana e straniera fornisce alcune indicazioni su come affrontare il tema della deformabilità degli impalcati.

Per considerare l'impalcato infinitamente rigido nel suo piano, le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 impongono che il solaio sia realizzato in calcestruzzo armato. Nel caso di solaio in latero cemento, la soletta in c.a. deve essere spessa almeno 40 mm, mentre per solai realizzati con struttura mista, la soletta in calcestruzzo armato deve essere collegata con connettori a taglio (opportunamente dimensionati) agli elementi strutturali, e lo spessore non deve essere minore di 50 mm. In ogni caso, le aperture presenti nel diaframma non devono ridurre considerevolmente la rigidità.

L'Eurocodice 8 afferma che una membratura è da considerarsi rigida se, modellandola con la sua flessibilità reale nel piano, gli spostamenti orizzontali non eccedono del 10% in nessun punto quelli ottenuti dall'ipotesi di membratura infinitamente rigida (per l'azione sismica di progetto).

Un'altra indicazione è fornita dalla normativa americana ASCE 7-05, secondo la quale il diaframma è da considerarsi deformabile nel caso in cui la massima deflessione sotto carico laterale della porzione di diaframma compresa tra due elementi verticali sismo-resistenti adiacenti sia maggiore di due volte lo spostamento medio orizzontale di tali elementi verticali (Figura 7).

La deformabilità del diaframma gioca un ruolo fondamentale nel trasferimento delle azioni. In presenza di impalcato rigido è lecito considerare masse e momenti d'inerzia di ciascun orizzontamento concentrati nel centro di massa, riducendo i gradi di libertà per piano a tre: due traslazioni nelle direzioni principali e una rotazione ortogonale al piano considerato. L'ipotesi di piano rigido consente l'utilizzo di una distribuzione di forze sismiche proporzionale alle rigidità degli elementi sismo-resistenti (pareti di taglio o pilastri sismo-resistenti). Si ha così un diaframma di piano assimilabile a trave rigida su appoggi cedevoli, la cui cedevolezza è commisurata all'entità della forza applicata e alla rigidità flessionale degli elementi sismo-resistenti. Considerando un sistema auto equilibrato tra le reazioni dei setti e la forza sismica per unità di lunghezza è possibile determinare le azioni interne del diaframma con semplici equazioni di equilibrio.

Ai fini del calcolo, si procede sovrapponendo due effetti:

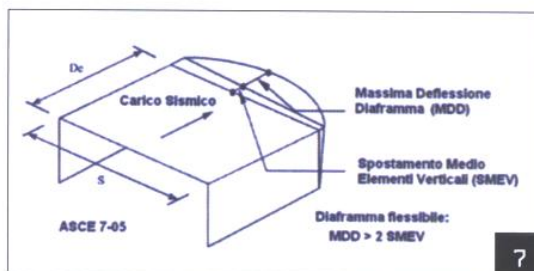


Figura 7. Diaframma rigido o flessibile secondo la normativa americana

ASCE 7-05

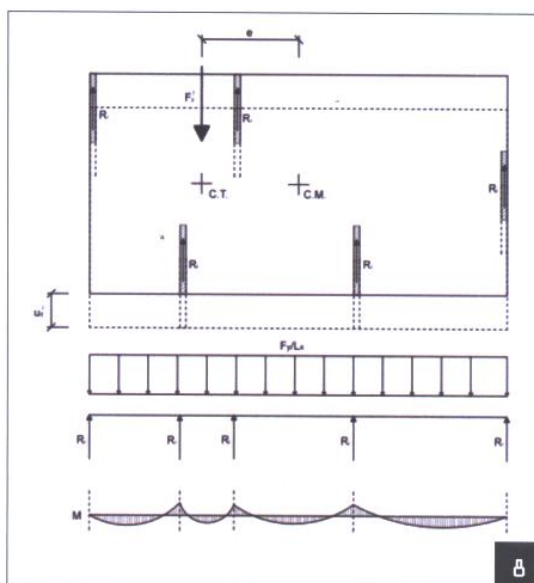


Figura 8. Calcolo delle sollecitazioni nel caso di diaframma rigido

l'azione della forza sismica risultante F_y^j applicata direttamente nel centro di taglio (sola traslazione dell'impalcato) e l'azione del momento torcente M_t . Quest'ultimo è ottenuto dal prodotto tra F_y^j e l'eccentricità e corrispondente alla distanza tra il centro di taglio $C.T.$ e il centro delle masse $C.M.$ (Figura 8).

Per quanto riguarda il contributo dato dalla forza F_{yj} applicata nel centro di taglio, la reazione della singola parete è valutata come:

$$R_{iy}^j = k_{iy}^j \cdot u_0^j$$

Applicando F_y^j nel centro di taglio si ha una traslazione senza rotazioni, perciò ogni setto i -esimo trasla della stessa quantità u_0^j . Si ha quindi per equilibrio:

$$F_y^j = \sum R_{iy}^j = \sum k_{iy}^j \cdot u_0^j = u_0^j \sum k_{iy}^j$$



Da cui:

$$u_0^j = \frac{F_y^j}{\sum k_{iy}^j}$$

E quindi:

$$R_{iy}^j = \frac{k_{iy}^j}{\sum k_{iy}^j} \cdot F_y^j$$

Analogamente nell'altra direzione, applicando la forzante nel centro di taglio si avrà:

$$R_{ix}^j = \frac{k_{ix}^j}{\sum k_{ix}^j} \cdot F_x^j$$

Il secondo contributo è fornito dal momento torcente M_t generato dalla presenza di un'eccentricità e tra il centro di taglio **C.T.** e il centro delle masse **C.M.** dell'impalcato. Il contributo fornito dal momento torcente M_t è calcolato come segue:

$$R_{iy}^j = \frac{k_{iy}^j \cdot x_i}{\sum (k_{ix}^j \cdot y_i^2 + k_{iy}^j \cdot x_i^2)} \cdot M_t$$

$$R_{ix}^j = \frac{k_{ix}^j \cdot y_i}{\sum (k_{ix}^j \cdot y_i^2 + k_{iy}^j \cdot x_i^2)} \cdot M_t$$

con:

x_i e y_i distanze del baricentro del setto i -esimo dal centro di taglio

$\sum (k_{ix}^j \cdot y_i^2 + k_{iy}^j \cdot x_i^2)$ momento di inerzia polare delle rigidezze

$M_t = F_y^j \cdot e$ momento torcente.

Nel caso in cui l'impalcato non possa essere considerato rigido, la valutazione della distribuzione di forze va ottenuta considerando l'effettiva flessibilità.

4 Valutazione della flessibilità dell'impalcato

In letteratura alcuni autori si sono occupati dello studio della deformabilità dell'impalcato, tra cui Jain e Jennings (1985),

Kunnath et. Al. (1991), Dolce et. Al. (1994), Tena-Colunga e Abrams (1996), Tremblay e Stiemer (1996), Nakaki (2000), Fleischman et. Al. (1996), Lee e Kuchma (2008).

Tali studi confermarono la variabilità della risposta strutturale di edifici soggetti ad azioni sismiche confrontando le deformazioni ottenute nel caso di impalcato infinitamente rigido nel suo piano e nel caso di impalcato deformabile.

Lo studio degli effetti del sisma su alcuni edifici esistenti, realizzati mediante l'accostamento di tegoli prefabbricati TT, ha individuato come causa principale di collasso l'elevata deformazione impressa agli elementi verticali da parte degli impalcati.

Tale deformazione, localizzata principalmente in elementi progettati per resistere ai soli carichi gravitazionali (dotati di minore rigidità rispetto agli elementi sismo-resistenti), si traduce in elevate deformazioni dei suddetti elementi, in grado di generare fenomeni di instabilità particolarmente dannosi (aggravio degli effetti P-Delta).

Il metodo di valutazione della rigidità efficace degli impalcato considerato in questa sede è quello sviluppato da Zheng e Oliva (2005), che fornisce una stima della deformabilità nel piano di diaframmi realizzati con tegoli TT prefabbricati, collegati fra loro mediante connettori metallici.

Per questa tipologia di solaio prefabbricato, la deformabilità è particolarmente influenzata dall'elevata flessibilità delle connessioni metalliche utilizzate per il collegamento tra tegoli adiacenti.

Lo studio svolto da Zheng e Oliva (2005) definisce un modello semplificato che permette di sostituire ai tegoli una trave equivalente che tenga conto del comportamento reale dell'impalcato, utilizzato poi per valutare le sollecitazioni sugli elementi strutturali. Il metodo proposto è validato dai risultati ottenuti mediante accurate analisi agli elementi finiti eseguite dagli autori stessi.

La deformazione totale dell'impalcato è ottenuta come somma dei contributi delle deformazioni flessionali e a taglio dell'impalcato impresse dalla distribuzione delle azioni interne mostrate in Figura 9.

In Figura 10 è schematizzato il comportamento di ogni singolo tegolo soggetto a taglio e momento flettente.

In primo luogo è esaminato il contributo, in termini di rotazione, fornito dal momento flettente.

Per il calcolo si considerano: la rotazione θ_1 fornita dalla deformazione della sezione in c.a. del tegolo, la rotazione θ_2 fornita dalla deformazione dei connettori utilizzati per il collegamento dei tegoli che costituiscono l'impalcato.

I momenti M , agenti nel piano dell'impalcato, sono assunti costanti sulla larghezza b di ogni tegolo, come rappresentato in Figura 9 (linee rosse). La rotazione θ_1 è calcolata come:

$$\theta_1 = \frac{M \cdot b}{E_c \cdot I}$$

con: $I = \frac{1}{12} t \cdot d^3$ momento di inerzia in direzione trasversale del tegolo

t spessore del tegolo

d lunghezza del tegolo

E_c modulo di elasticità dell'acciaio

b larghezza del tegolo.

Ipotizzando che le sezioni rimangano piane, le forze F_i in direzione assiale ai connettori generate dalla rotazione θ_2 sono pari a:

$$F_i = K_{ai} \cdot (y - r_i) \cdot \theta_2$$

con:

K_{ai} rigidità assiale dell' i -esimo connettore

y distanza dall'asse neutro al bordo superiore del tegolo

r_i distanza dall' i -esimo connettore al bordo superiore del tegolo.

Moltiplicando le forze per il corrispondente braccio $(y - r_i)$ è possibile stimare il momento flettente M come segue:

$$M = \sum_i F_i \cdot (y - r_i) = K_{ai} \cdot (y - r_i)^2 \cdot \theta_2$$

Da cui la rotazione θ_2 :

$$\theta_2 = \frac{M}{\sum_i K_{ai} \cdot (y - r_i)^2}$$

La rigidità flessionale Ω_θ corrisponde al rapporto tra il momento M e la rotazione θ_2 :

$$\Omega_\theta = \sum_i K_{ai} \cdot (y - r_i)^2$$

Questa formulazione permette il calcolo generale della rigidità flessionale nel piano del diaframma anche nel caso in cui siano utilizzati connettori diversi fra loro e disposti non uniformemente lungo l'altezza. Il calcolo può essere tuttavia semplificato distribuendo uniformemente i connettori lungo la dimensione d del tegolo. Assumendo inoltre una rigidità assiale dei connettori uguale a compressione e trazione, l'asse neutro è necessariamente posizionato nella mezziera del tegolo ($d/2$). Si procede quindi tenendo in considerazione le suddette semplificazioni e suddividendo il contributo fornito dai correnti posti all'estremità del tegolo da quello dei connettori distribuiti lungo la lunghezza d del tegolo.

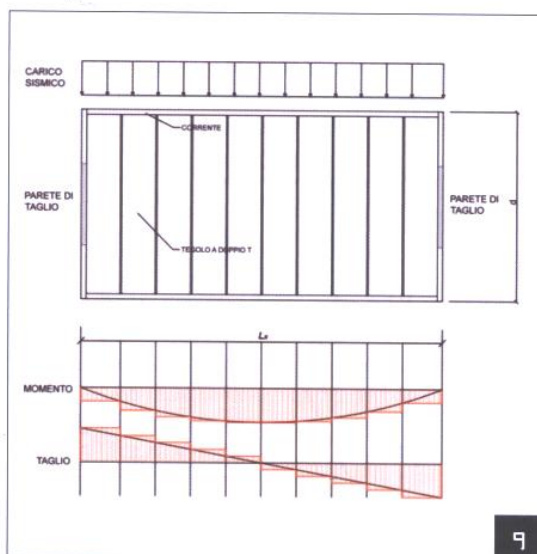


Figura 9. Sollecitazioni considerate per il calcolo della deformabilità dell'impalcato

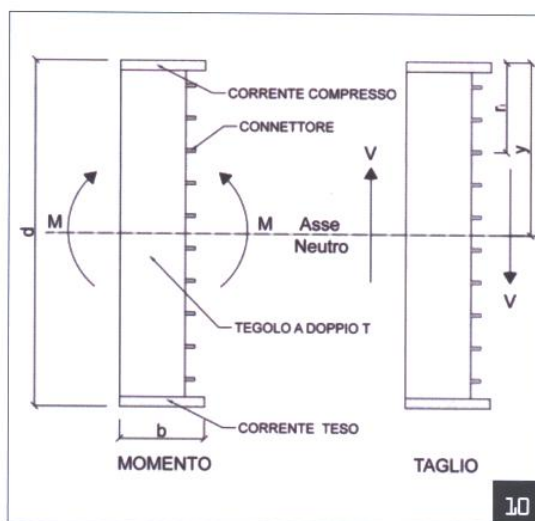


Figura 10. Descrizione delle azioni all'interno del tegolo a doppio T

Per quanto riguarda il contributo fornito dai correnti, si considerano due forze assiali alle estremità del tegolo (Figura 11).

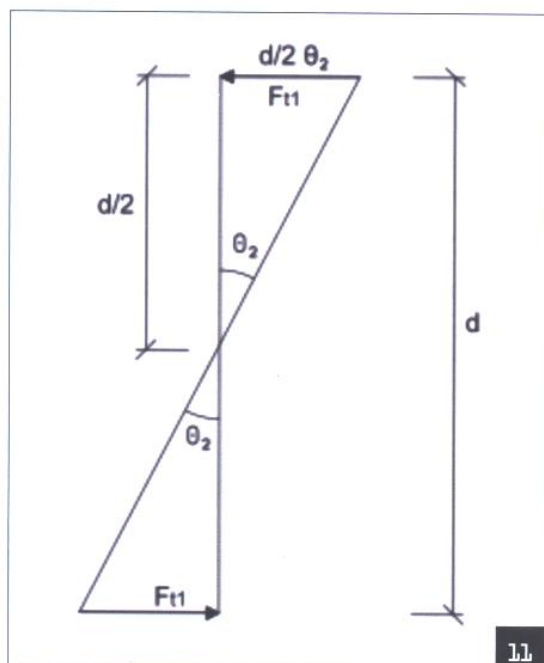


Figura 11. Calcolo della rigidità flessionale del tegolo - Contributo dei correnti

La forza assiale F_{t1} si ottiene moltiplicando la rigidità assiale del corrente per il relativo allungamento:

$$F_{t1} = k_c \cdot \theta_2 \cdot \frac{d}{2}$$

con:

k_c rigidità del profilo in acciaio posto all'estremità dei tegoli.

Moltiplicando poi la forza F_{t1} per il braccio della coppia è possibile calcolare il momento:

$$M_1 = F_{t1} \cdot d = k_c \cdot \theta_2 \cdot \frac{d^2}{2}$$

da cui la rigidità flessionale:

$$\frac{M_1}{\theta_2} = \Omega_{\theta,1} = k_c \cdot \frac{d^2}{2}$$

Il secondo contributo è determinato dai connettori presenti all'interfaccia fra tegoli adiacenti (Figura 12).

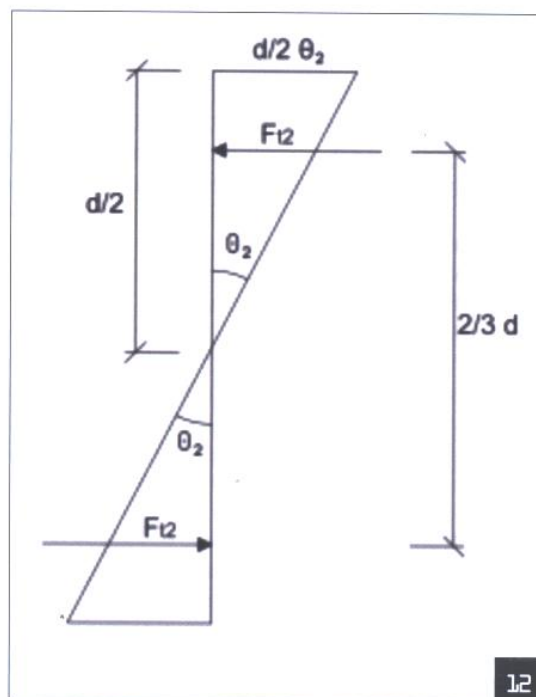


Figura 12. Calcolo della rigidità flessionale del tegolo - Contributo dei connettori centrali

La forza assiale F_{t2} sviluppata è pari a:

$$F_{t2} = \bar{k}_t \cdot \theta_2 \cdot \frac{d^2}{8}$$

con:

$\bar{k}_t = \frac{n \cdot k_t}{d}$ rigidità dei connettori distribuita sulla lunghezza d del tegolo
 n numero di connettori.

Moltiplicando la forza F_{t2} per il braccio della coppia si ottiene

$$M_2 = F_{t2} \cdot \frac{2}{3} d = n \cdot k_t \cdot \theta_2 \cdot \frac{d^2}{12}$$

da cui la rigidità flessionale:

$$\frac{M_2}{\theta_2} = \Omega_{\theta,2} = n \cdot k_t \cdot \frac{d^2}{12}$$

La rigidità flessione totale è quindi data da:

$$\Omega_{\theta} = \Omega_{\theta,1} + \Omega_{\theta,2} = k_c \cdot \frac{d^2}{2} + n \cdot k_t \cdot \frac{d^2}{12}$$

In conclusione, la rotazione totale dovuta al momento flettente M è ottenuta dalla somma delle rotazioni θ_1 e θ_2 precedentemente definite:

$$\theta = \theta_1 + \theta_2 = \frac{M \cdot b}{E_c \cdot I} + \frac{M}{\Omega_{\theta}}$$

Per quanto riguarda le deformazioni causate dagli sforzi di taglio, in modo analogo si considera il contributo Δ_1 fornito dalla sezione in c.a. del tegolo e il contributo Δ_2 dei connettori utilizzati per collegare i tegoli che costituiscono l'impalcato. Il contributo Δ_1 è calcolato considerando i tagli V costanti sulla larghezza b di ogni tegolo (in basso in Figura 9) come segue:

$$\Delta_1 = \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A \cdot G_c}$$

con:

A area della sezione trasversale del tegolo in direzione longitudinale

G_c modulo a taglio del calcestruzzo.

Il contributo Δ_2 , dato dalla deformazione dei connettori, è pari a:

$$\Delta_2 = \frac{V}{\Psi_v}$$

dove:

Ψ_v è la rigidezza totale dei connettori, calcolata come somma delle rigidezze k_{vi} di ogni connettore.

Nel caso in cui tutti i connettori fossero uguali, la rigidezza Ψ_v è pari a:

$$\Psi_v = n \cdot k_{vi}$$

La deformazione totale è data dalla somma dei due contributi:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A \cdot G_c} + \frac{V}{\Psi_v}$$

Note le deformazioni effettive θ e Δ del tegolo prefabbricato, è possibile definire le proprietà della trave equivalente da utilizzare nella modellazione dell'impalcato.

Dalla teoria elementare della trave, si calcola la rotazione equivalente:

$$\theta' = \frac{M \cdot b}{E' \cdot I}$$

con:

E' modulo elastico della trave equivalente

I momento di inerzia della trave equivalente.

Allo stesso modo la deformazione a taglio equivalente è pari a:

$$\Delta' = \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A' \cdot G'}$$

con:

A' area della sezione trasversale della trave equivalente

G' modulo a taglio della trave equivalente.

Per ottenere una trave che abbia un comportamento equivalente al caso reale, le deformazioni devono essere le medesime:

$$\begin{cases} \frac{M \cdot b}{E' \cdot I} = \frac{M \cdot b}{E_c \cdot I} + \frac{M}{\Omega_{\theta}} \\ \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A' \cdot G'} = \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A \cdot G_c} + \frac{V}{\Psi_v} \end{cases}$$

Supponendo che la trave equivalente abbia lo stesso spessore del tegolo t e lo stesso coefficiente di Poisson ν , si effettuano le seguenti semplificazioni:

$$\frac{I}{I'} = \frac{\frac{1}{12} t \cdot d^3}{\frac{1}{12} t \cdot d'^3} = \frac{d^3}{d'^3}$$

$$\frac{A}{A'} = \frac{t \cdot d}{t \cdot d'} = \frac{d}{d'}$$

$$\frac{G}{G'} = \frac{\frac{E_c}{2(1+\nu)}}{\frac{E_c'}{2(1+\nu)}} = \frac{E_c}{E_c'}$$

Sostituendo poi all'interno del sistema si ottiene:

$$d' = d \cdot \sqrt{\frac{1 + \frac{G_c \cdot A}{1.2 \cdot \Psi_v \cdot b}}{1 + \frac{E_c \cdot I}{\Omega_{\theta} \cdot b}}}$$

$$E' = E_c \frac{\left(\frac{d}{d'}\right)}{1 + \frac{G_c \cdot A}{1.2 \cdot \Psi_v \cdot b}}$$



La deformazione a taglio delle travi equivalenti così definite risulta essere minore se confrontata con le più accurate analisi agli elementi finiti eseguite dagli autori (Zheng et. Al., 2005).

Tale differenza può essere individuata nella deformazione del tegolo posto all'estremità del diaframma. Nella realtà questo tegolo è collegato lateralmente a un supporto e la connessione fornisce un contributo in termini di rigidità al sistema. Tuttavia, nella modellazione della trave equivalente, il suo contributo è omesso.

La corretta deformazione a taglio del modello a trave equivalente si ottiene introducendo un coefficiente correttivo k nelle relazioni precedentemente calcolate:

$$d' = d \cdot \sqrt{\frac{1 + k \cdot \frac{G_c \cdot A}{1.2 \cdot \Psi_v \cdot b}}{1 + \frac{E_c \cdot I}{\Omega_\theta \cdot b}}}$$

$$E' = E_c \frac{\left(\frac{d'}{d}\right)}{1 + k \cdot \frac{G_c \cdot A}{1.2 \cdot \Psi_v \cdot b}}$$

con:

$k = (m+2)/m$ per impalcato costituito da un numero pari di tegoli;

$k = (m+2)^2/m^2$ per impalcato costituito da un numero dispari di tegoli;
 m numero di tegoli costituenti l'impalcato.

La trave equivalente è quindi caratterizzata da una sezione trasversale corrispondente a quella del tegolo reale, modulo elastico e lunghezza effettiva rispettivamente pari a E' e d' . È possibile tuttavia procedere in un altro modo per la modellazione dei tegoli prefabbricati.

Dal sistema di equazioni valutato in precedenza per il calcolo delle proprietà della trave equivalente, ipotizzando di modellare in questo caso un elemento plate dotato di pari area A e modulo di inerzia I del tegolo, è possibile calcolare i valori di modulo elastico longitudinale equivalente E' e di modulo tangenziale equivalente G' :

$$\begin{cases} \frac{M \cdot b}{E \cdot I} = \frac{M \cdot b}{E_c \cdot I} + \frac{M}{\Omega_\theta} \\ \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A \cdot G} = \frac{1.2 \cdot V \cdot b}{A \cdot G_c} + \frac{V}{\Psi_v} \\ E' = \frac{E_c \cdot \Omega_\theta \cdot b}{b \cdot \Omega_\theta + E_c \cdot I} \\ G' = \frac{1.2 \cdot G_c \cdot \Psi_v \cdot b}{1.2 \cdot b \cdot \Psi_v + G_c \cdot A} \end{cases}$$

Utilizzare questo tipo di elemento può essere utile per conoscere lo stato tensionale punto per punto dei tegoli.

Per elementi di impalcato, ad esempio tegoli, connessi solo in prossimità dell'appoggio della trave, la situazione è differente. In questo caso la rigidità dell'impalcato deve essere valutata tenendo conto della deformabilità di tali connessioni. Nel caso specifico, si valuterà la deformabilità a taglio e flessionale dell'impalcato sulla base del contributo fornito dal collegamento, tenendo eventualmente in considerazione il contatto fra tegoli adiacenti.

In alternativa, è possibile modellare singolarmente i tegoli con le relative connessioni. Nel piano verticale il tegolo è assimilabile a una trave doppiamente incernierata, in quanto i collegamenti metallici di estremità non sono generalmente in grado di reagire a momento flettente in tale piano. Diversamente avviene nel piano orizzontale, dove la distanza trasversale esistente fra gli appoggi crea un grado di incastro. Per maggiori dettagli si rimanda all'articolo pubblicato sul numero 20 della presente rivista IMC (pp. 28-37).

Bibliografia

- Dolce M., Lorusso V.D., Masi A., 1994. "Seismic response of building structures with flexible inelastic diaphragm", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 3, pp. 87-106.
- Fleischman R. B., Sause R., Rhodes A. B., Pessiki S., 1996. "Seismic behaviour of precast parking diaphragms", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 3, pp. 87-106.
- Fleischman R. B., Naito C., Restrepo J., Sause R., Ghosh S. K., 2005. "Seismic design methodology of precast concrete diaphragms Part I: Design framework", PCI Journal, September-October.
- Fleischman R. B., Naito C., Restrepo J., Sause R., Ghosh S. K., Wan G., Schoettler M., Cao L., 2005. "Precast diaphragm seismic design methodology (DSDM) Project, Part 2: Research Program", PCI Journal, November-December.
- Jain S. K., Jennings P. C., 1985. "Analytical models for low-rise buildings with flexible floor diaphragms", Earthquake

Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 225-241.

Kunnath S. K., Panahshahi N., Reinhorn A. M., 1991. "Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No 4, 2, pp. 1218-1237.

Lee H. J., Kuchma D. A., 2008. "Seismic response of parking structures with precast concrete diaphragms", Journal of Precast/Prestressed Concrete Institute, Vol. 53, No 2, pp. 71-94.

Nakaki S. D., 2000. "Design guidelines for precast and cast-in-place concrete diaphragms", Technical Report, EERI Professional Fellowship, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Tena-Coluga A., Abrams P. A., 1996. "Seismic behaviour of structures with flexible diaphragms", Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 4, pp. 439-445.

Tremblay R., Stierner S., 1996. "Seismic behaviour of single-storey steel structures with a flexible roof diaphragms", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, pp. 49-62.

Zheng W., Oliva M. G. 2005. "A Practical Method to Estimate Elastic Deformation of Precast Pretopped Double-Tee Diaphragms," PCI Journal, March-April 2005, pp. 1-12.

Normativa

ASCE Standard 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.

Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617. Applicazione norme tecniche per le costruzioni.

D.M. 14 gennaio 2008. Nuove norme tecniche per le costruzioni.

EN 1998-1:2004, Eurocodice 8, dicembre 2004. Design of structure for earthquake resistance, Parte 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. #

COPLAN
FORME CREATIVE

tecniche e prodotti per calcestruzzo architettonico

**SCEGLI
LA TUA FACCIA
A VISTA!**



MAZZANTINI ADVERTISING

visita il sito
www.coplan.it
scopri il nuovo catalogo
di matrici e l'intero universo
dei prodotti Coplan!

via Treves 74 IT-20090 Trezzano sul Naviglio (Milano)
T +39 02 4459 165 F +39 02 4459 115 coplan@coplan.it www.coplan.it