



ASSOBETON

Organo Ufficiale



CONFINDUSTRIA

18

2011

EDIZIONI  
**VREADY**

# industrie manufatti cementizi

Progettare e produrre  
con un processo industrializzato

## ■ PRIMO PIANO

### ■ PROGETTARE

La prefabbricazione nella progettazione dei viadotti in c.a.p.

Costruzioni prefabbricate: la lezione appresa dal terremoto d'Abruzzo

Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate

Le nuove UNI TS 11300, aggiornamenti e revisioni normative  
Il 18° Congresso CTE

### ■ FOCUS

Do you speak LEED? GBC Italia ti aiuta

I servizi per la sostenibilità

L'innovazione energetica in edilizia.  
Rapporto ONRE 2010 sui Regolamenti Edilizi Comunali

Il cemento trasparente per il Padiglione italiano di Shanghai

### ■ PRODURRE

Marcatura CE dei prodotti prefabbricati in calcestruzzo

L'impiego di solai a lastre predalles per edifici sismo-resistenti

Marcatura CE obbligatoria per tutti i travetti per solaio immessi sul mercato dal 1° gennaio 2011

Il recupero delle acque di processo e degli scarti di calcestruzzo

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

## PROBLEMATICHE PROGETTUALI LEGATE AL COMPORTAMENTO SISMICO DI ALCUNE TIPOLOGIE DI CONNESSIONI DI STRUTTURE PREFABBRICATE



Figura 1.  
Terremoto dell'Aquila.  
Collasso di alcune  
connessioni di pannelli  
prefabbricati

Dopo aver trattato in un precedente articolo la progettazione di strutture prefabbricate mono-piano, nel presente articolo, partendo dalle lezioni apprese da terremoti passati, vengono affrontate le problematiche inerenti il comportamento sismico e la progettazione di alcune comuni tipologie di connessione.

Quando si parla di strutture prefabbricate in c.a. o c.a.p., è importante osservare come attraverso la produzione di elementi prefabbricati sia possibile ottenere componenti dotati di elevata qualità, migliori caratteristiche di resistenza e duttilità e maggior durabilità rispetto ad elementi realizzati in opera. Gli aspetti più critici nella progettazione di strutture prefabbricate in zona sismica riguardano prevalentemente le connessioni tra i diversi elementi, sia strutturali sia non strutturali. Infatti, se da un lato è possibile evitare, con opportuni dettagli costruttivi, la congestione di armatura e la complicazione tipica dei nodi delle strutture realizzate in opera, dall'altro non sempre le connessioni tengono correttamente in conto l'interazione cinematica tra i diversi elementi e la domanda di deformabilità associata ad un evento sismico. Prima degli anni ottanta la progettazione delle strutture prefabbricate in zona sismica presentava molte lacune derivanti dalla scarsa conoscenza

del comportamento di tali strutture in presenza di azioni sismiche. L'osservazione dei danni subiti dalle strutture prefabbricate in seguito ad eventi sismici significativi portò alla consapevolezza di quanto fosse importante studiare fenomeni quali per esempio il confinamento del calcestruzzo, peraltro problema fondamentale per tutte le strutture in c.a., il comportamento degli elementi strutturali e delle connessioni sotto azioni cicliche, lo sviluppo di nuove tipologie di collegamento fra i vari elementi, così da conferire la necessaria duttilità, controllare adeguatamente l'interazione tra i diversi componenti, e garantire un buon comportamento in caso di sisma. Malgrado i progressi fatti negli ultimi 20 anni, ed il generale soddisfacente comportamento delle strutture prefabbricate in presenza di azioni sismiche, permangono alcune criticità legate soprattutto al comportamento delle connessioni, tra le quali assumono particolare rilevanza quelle pannello-struttura.

In seguito al terremoto dell'Aquila, le più frequenti cause di danno o di crollo osservate in strutture prefabbricate sono legate al collasso del sistema di connessione pannello-struttura (Figura 1), spesso causato dall'incapacità delle connessioni di garantire una sufficiente capacità di spostamento o resistenza. Ciò è dovuto, più che ad una intrin-

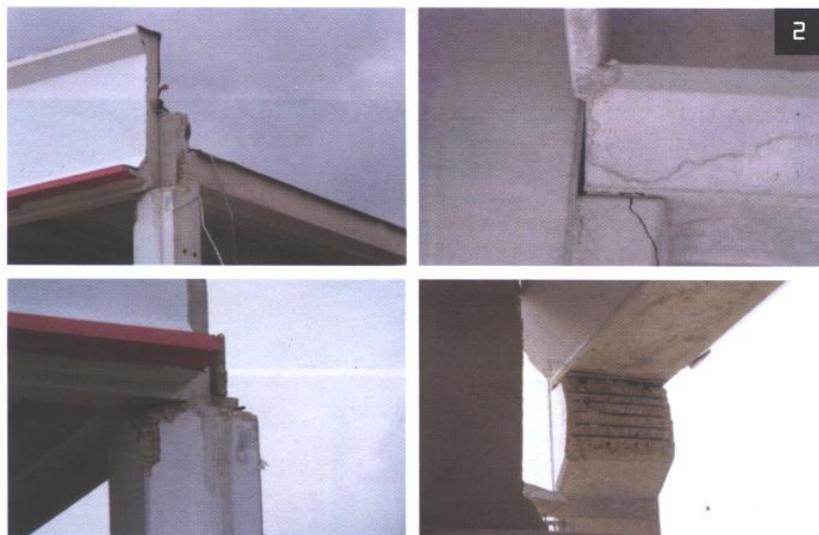


Figura 2.  
Terremoto dell'Aquila.  
Danni in corrispondenza  
di appoggi trave-pilastro

seca debolezza delle connessioni, al fatto che nella progettazione di edifici prefabbricati esistenti l'interazione cinematica tra pannello e struttura veniva generalmente trascurata, considerando il pannello semplicemente come massa appesa, senza valutare correttamente l'entità degli spostamenti che le connessioni dovessero garantire. Come conseguenza, data l'elevata rigidità dei pannelli di facciata e la scarsa capacità di spostamento delle connessioni, queste ultime si sono trovate a dover sopportare azioni ben superiori a quelle derivanti dal semplice prodotto della massa del pannello per l'accelerazione di progetto, che nel caso dell'Aquila sono in ogni caso ben superiori a quanto ipotizzabile utilizzando i dettami del DM96, normativa utilizzata nel calcolo di tutte

le strutture prefabbricate danneggiate dal terremoto. Un'altra causa frequente di danno è legata all'incapacità degli appoggi delle travi di consentire il controllo degli spostamenti relativi fra travi e pilastri, con conseguente rottura della mensola di appoggio o perdita di appoggio dell'elemento trave (Figura 2).

In alcuni casi si nota il martellamento fra elementi, il quale provoca danni su entrambi gli elementi coinvolti nel fenomeno (Figura 3).

Alcuni problemi riscontrati sono dovuti alla mancanza di confinamento in taluni pilastri, nei quali si è osservata l'espulsione del copriferro, probabilmente causata dall'instabilità delle armature compresse (Figura 4).

Dagli esempi riportati, si deduce come per le

**OMYA BETOCARB®**  
I nostri minerali al vostro servizio

**Soluzioni innovative a problemi complessi**

Omya è un produttore globale di carbonato di calcio. Con oltre 120 anni di esperienza nell'estrazione di minerali e nella produzione, la competenza di Omya nel campo del carbonato di calcio ultrafine e del suo utilizzo in applicazioni pratiche non ha uguali. Il Servizio Tecnologia Applicata di Omya vi aiuterà a incrementare la vostra performance. Sappiamo capire le vostre esigenze. In tutto il mondo. [www.omya.com](http://www.omya.com)

Omya Spa - Via A. Cechov, 48 - 20151 Milano - Tel. 02/380831 fax 02/38083701



Figura 3.  
Terremoto dell'Aquila.  
Perdita di appoggio e  
martellamento della  
copertura

Figura 4.  
Terremoto dell'Aquila.  
Mancanza di  
confinamento:  
instabilità  
delle armature  
ed espulsione  
del copriferro

strutture prefabbricate il danno sia frequentemente imputabile a difetti legati ad una concezione strutturale nella quale l'interazione tra i diversi elementi prefabbricati, strutturali e non, non viene correttamente considerata, rendendo particolarmente critica la funzione dei collegamenti. Viceversa, i danni osservati dimostrano quanto sia cruciale il ruolo giocato dalla corretta progettazione ed esecuzione delle connessioni, che influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche.

Negli edifici prefabbricati soggetti a sollecitazioni sismiche la progettazione dei collegamenti fra gli elementi è governata dal rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze, in maniera tale da individuare a priori le zone della struttura delegate alla dissipazione di energia (zone critiche).

I collegamenti possono essere ipotizzati come monolitici quando:

- si utilizzi calcestruzzo gettato in opera e particolari costruttivi di tipo convenzionale per le armature;
- la continuità sia assicurata da collegamenti bullonati o saldati;
- la continuità del collegamento sia dimostrata

mediante accurate prove sperimentali, condotte considerando la resistenza e la rigidità della connessione nelle condizioni più sfavorevoli.

In Italia sono comunemente utilizzati vari sistemi di connessione per strutture prefabbricate, a seconda degli elementi che devono essere connessi. Tra le tipologie di collegamento più comuni vi sono: collegamenti pilastro-fondazione; pilastro-pilastro; trave-pilastro; trave-orizzontamenti; collegamenti delle parti "non strutturali". Fra i più comuni metodi di unione tra pilastro e fondazione vi è il plinto a pozzetto. Con tale tipologia di collegamento si ottiene un vincolo ad incastro tra fondazione e pilastro, con formazione della cerniera plastica nel pilastro, al di sopra del colletto del bicchiere.

Per il dimensionamento del plinto, le sollecitazioni di progetto sono determinate applicando il criterio di gerarchia delle resistenze sulla base della resistenza del pilastro, opportunamente amplificata per un coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Secondo la formulazione proposta dalla CNR 10025/98, le azioni di progetto sono considerate applicate ad una distanza pari ad  $\frac{1}{4}$  dell'altezza di infissione del pilastro a partire dal colletto del plinto (Figura 5).

Le risultanti delle pressioni agenti sulle pareti e sul

fondo del plinto sono pari a:

$$F_1 = V_{sd} + 3/2 (M_{sd}/h)$$

$$F_2 = 3/2 (M_{sd}/h)$$

$$F_3 = N_{sd}$$

L'attrito che si crea fra le superfici del pilastro e le superfici interne del pozzetto viene trascurato. La lunghezza della zona critica, ovvero il tratto dell'elemento in cui si manifesta il comportamento non lineare e si localizza il danneggiamento, influenza la capacità del pilastro di sopportare spostamenti in campo plastico.

L'estensione della zona plastica all'interno del pilastro dipende principalmente dal rapporto  $M_u/M_y$  tra il momento ultimo  $M_u$  e il momento di snervamento  $M_y$  della sezione, coincidente con il momento per il quale le armature raggiungono la tensione di primo snervamento  $f_{sy}$ . Il rapporto  $M_u/M_y$  è a sua volta strettamente correlato al rapporto tra la tensione di rottura e di snervamento dell'acciaio  $f_{sy}/f_{su}$ .

Se ad esempio consideriamo un pilastro doppiamente incastrato, la lunghezza della cerniera plastica potrà essere calcolata in base alla proporzione (ASSOBETON, 2010):

$$M_u (h/2)^{1/2} = M_y (h/2 - h_p)^{1/2}$$

con  $h$  pari all'altezza della colonna e  $h_p$  pari alla lunghezza della cerniera plastica.

Tale lunghezza risulterà pertanto pari a:

$$h_p = h/2 (1 - 1 / (M_u/M_y))$$

Approssimando  $M_u/M_y$  a  $f_{sy}/f_{su}$  e considerando un acciaio B450C, quindi considerando il rapporto  $f_{sy}/f_{su}$  compreso fra 1,15 e 1,35 si ottengono valori di  $h_p$  compresi fra  $(1/15,3)h$  e  $(1/7,67)h$ .

Considerando ora un pilastro incastrato al piede e incernierato in sommità, la proporzione risulterà:  $M_u/h = M_y/(h - h_p)$

Da cui si ottengono valori di  $h_p$  compresi fra  $(1/7,67)h$  e  $(1/3,83)h$ .

L'utilizzo di plinti a bicchiere è frequentemente limitato dalle notevoli dimensioni che spesso raggiungono le fondazioni in seguito all'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze ed alla rilevante dimensione dei pilastri, la cui sezione è sovente governata dal coefficiente  $\theta$ , discusso nell'articolo pubblicato su IMC 16.

In tali casi, si può ricorrere a collegamenti diretti tra pilastri prefabbricati e fondazioni realizzate in opera, utilizzando o armature inserite in guaine corrugate successivamente iniettate, con guaine preventivamente inserite nel getto del pilastro o della fondazione, oppure apposite scarpe metalliche che realizzano il collegamento tra pilastro e fondazione, oppure altre soluzioni adeguatamente ingegnerizzate.

Il vantaggio delle soluzioni basate sull'utilizzo di armature inserite in guaine corrugate risiede nel fatto che venga così garantita la continuità dell'armatura in corrispondenza del vincolo pilastro-fondazione, ottenendo un collegamento del tutto simile ad un normale nodo pilastro-fondazione realizzato in opera.

Dal punto di vista del montaggio, tale soluzione richiede, al fine di evitare il ribaltamento, l'utilizzo di opportune strutture di ritegno da mantenere in opera fino all'avvenuta presa del calcestruzzo utilizzato per riempire le sedi delle armature.

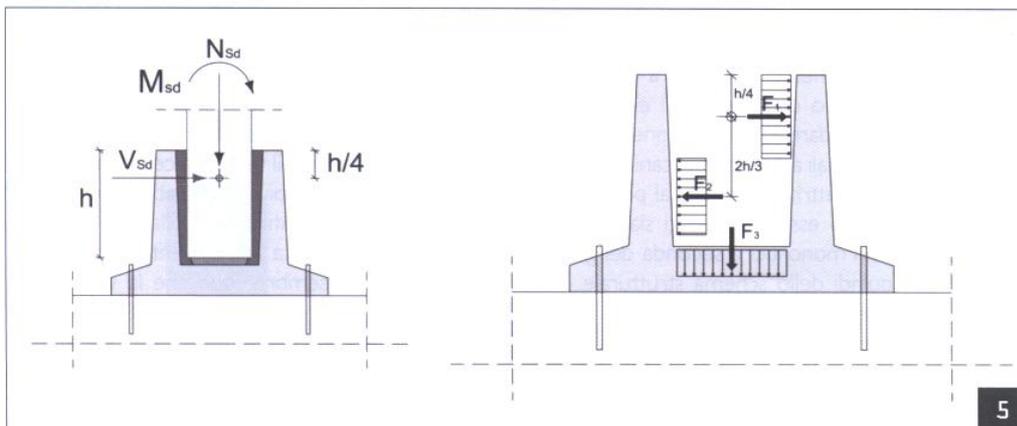
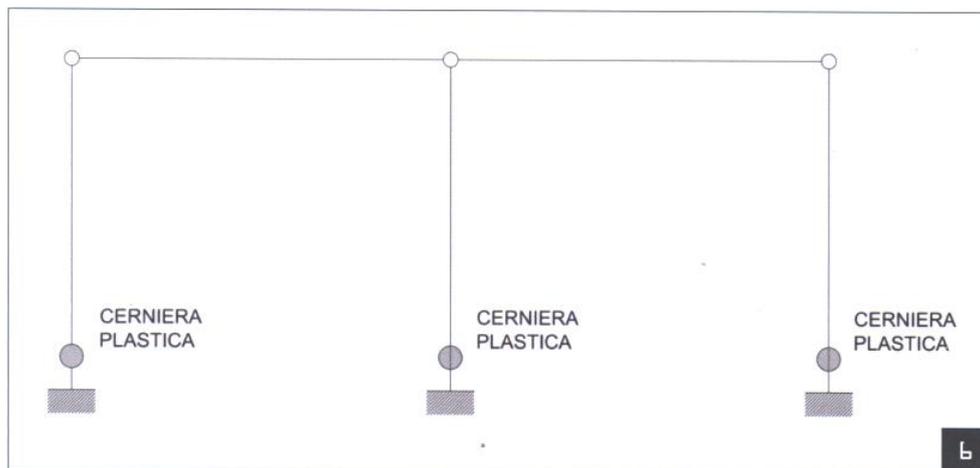


Figura 5.  
Azioni di progetto  
su un plinto  
a pozzetto

Figura 6.  
Schema  
strutturale  
con connessioni  
a cerniera



L'utilizzo di inserti metallici ha viceversa il vantaggio di garantire una maggiore facilità di montaggio, essendo garantita l'autoportanza durante le fasi di getto e successiva presa delle malte utilizzate per solidarizzare il pilastro alla fondazione.

D'altra parte, tali soluzioni sono in alcuni casi caratterizzate da una duttilità significativamente più modesta e da una capacità dissipativa ben più limitata rispetto a quanto garantito dalla tipologia di collegamento precedente.

La giunzione fra pilastri è realizzata frequentemente per la realizzazione di edifici multipiano, i quali richiedono altezze dei pilastri non sempre realizzabili con un singolo elemento. La modalità di connessione dei pilastri, comunque simile alle tipologie sopra descritte, varierà prendendo in considerazione le azioni cui sarà soggetto il pilastro, ponendo particolare attenzione alla presenza di momento flettente.

Prendendo ora in esame i collegamenti trave-pilastro, in presenza di eventi sismici è fondamentale evitare lo scorrimento relativo tra trave e pilastro. Come hanno evidenziato gli eventi passati, è necessario affidare la trasmissione delle forze sismiche orizzontali a sistemi meccanici, senza fare affidamento sull'attrito associato al peso dei manufatti. Potranno essere realizzati sia giunti monolitici sia non monolitici, a seconda del grado di vincolo e quindi dello schema strutturale considerato. La scelta di realizzare giunti assimilabili ad incastri o a cerniere non è banale. L'esecuzione di un vincolo ad incastro non risulta operativamente semplice, è infatti necessario ripristinare il corretto grado di monoliticità nel nodo, solitamente at-

traverso getti integrativi di malta ed utilizzo di armature integrative nel nodo. Tuttavia, utilizzando un sistema a incastro, si ha il vantaggio di ottenere una struttura più rigida, in grado quindi di contenere e controllare meglio gli spostamenti laterali della struttura soggetta a sisma.

In alternativa, soluzioni più recenti prevedono il ricorso a soluzioni basate sull'uso della post-tensione del vincolo trave-pilastro, ottenendo così dei vincoli di incastro parziale, con il vantaggio addizionale che se il sistema è opportunamente dimensionato facendo ricorso a post-tensione con sistemi a cavi o barre non aderenti si ottiene una struttura in grado di 'auto-ricentrarsi' in seguito all'evento sismico, ed in grado di sviluppare danni estremamente contenuti.

È comunque evidente come considerando una situazione di incastro i momenti flettenti siano trasmessi dalle travi ai pilastri, con ovvie complicazioni dei dettagli costruttivi in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

Nel caso di vincolo a cerniera, lo schema di collegamento è sicuramente più semplice, essendo nulla o limitata la trasmissione di flessione tra pilastro e trave. Tuttavia, il vincolo a cerniera dà luogo a schemi strutturali più deformabili, per i quali è spesso più problematico controllare la domanda di spostamento legata ad un evento sismico significativo. Da qui sembrerebbe che la soluzione a cerniera sia in generale da evitare. D'altra parte, ci sono molti casi in cui, una volta soppesati tutti gli aspetti positivi e negativi, la soluzione a cerniera è più conveniente. A titolo esemplificativo si riporta il dimensionamento di un collegamento a

cerniera trave-pilastro di un edificio prefabbricato monopiano, realizzato mediante spinotti.

Lo schema strutturale considerato è mostrato in Figura 6.

Come si vede in figura, le zone dissipative si trovano alla base dei pilastri, le connessioni andranno quindi dimensionate secondo il criterio di gerarchia delle resistenze in funzione del momento resistente del pilastro.

Prendendo in esame il pilastro centrale, avremo che le forze di taglio di progetto per le connessioni trave-pilastro saranno pari a  $\gamma_{Rd} M_{Rd} / h$ , dove  $\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza (1,10 per CD "B" e 1,20 per CD "A"); in questo modo la connessione non potrà collassare prima del raggiungimento del momento resistente ultimo alla base del pilastro.

Per determinare il taglio resistente nel collegamento a spinotto (Figura 7), è opportuno fare riferimento ai fattori che maggiormente influenzano il comportamento del medesimo, quali il copriferro, la direzione dell'azione sollecitante, la presenza di azioni cicliche, la distanza fra i vari spinotti, etc.

A questo proposito, Vintzeleou e Tassios (1987) e Tsoukantas e Tassios (1989) forniscono delle relazioni che prendono in considerazione la direzione e l'eccentricità dell'azione tagliante, le trazioni generate nello spinotto e la presenza o meno di carichi ciclici. Considerando un edificio sottoposto ad azione sismica, lo spinotto agirà necessariamente sia in direzione del nucleo di cal-

cestruzzo, sia in direzione del copriferro (laterale allo spinotto o posteriore al medesimo, a seconda della direzione del carico); è quindi opportuno utilizzare formule di progetto che tengano in considerazione la peggiore ipotesi. Gli autori citati propongono una resistenza della connessione considerando i carichi agenti in direzione del copriferro, situazione più gravosa. Se il copriferro risulta inferiore a 6-9 volte il diametro dello spinotto ( $d_b$ ), a seconda del valore del rapporto tra copriferro laterale ( $c_l$ ) e copriferro posteriore ( $c_p$ ), si ottengono diversi valori di  $V_{Rd}$  (Figura 8). Se  $c_l \gg c_p$  si manifesterà una rottura da spacco sul lato inferiore (bottom splitting) e la resistenza della connessione vale:

$$V_{Rd} = 5 d_b c_l f_{ct} c / (0,66 c + \emptyset)$$

con:

$V_{Rd}$  resistenza a taglio dello spinotto

$c$  copriferro nella direzione della forza

$f_{ct}$  resistenza a trazione del calcestruzzo.

Se  $c_l \ll c_p$  si manifesterà una rottura sul lato della sezione in calcestruzzo (side splitting) e la massima forza dello spinotto sarà:

$$V_{Rd} = 2 d_b b_{ct} f_{ct}$$

in cui  $b_{ct}$  è la larghezza netta della sezione ortogonale alla direzione della forza (Figura 9).

Nel caso in cui il copriferro sia maggiore a 6-9 diametri si ricorre alla seguente formula, tipica per la valutazione della resistenza a spinotto in presenza di azioni cicliche:

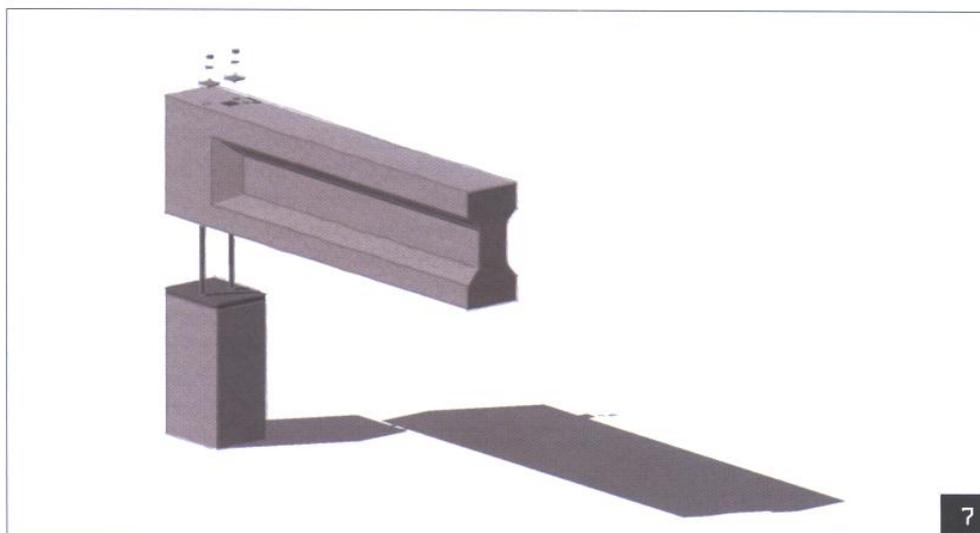


Figura 7.  
Esempio di connessione trave-pilastro a cerniera mediante spinotti

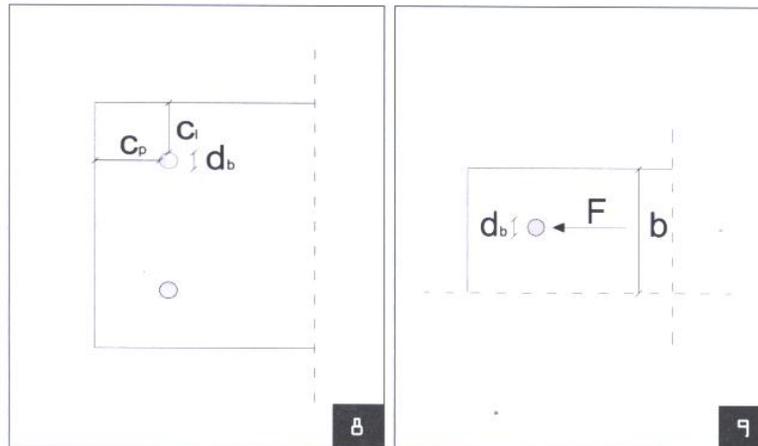


Figura 8.  
Copriferro laterale,  
inferiore e diametro  
spinotti

Figura 9.  
Calcolo  $b_{ct}$

$$V_{Rd} = 0,5 \cdot 1,3 \cdot d_b^2 \cdot (f_{cd} \cdot f_{yt})^{1/2}$$

Gli autori propongono inoltre, in presenza di eccentricità fra il carico e la reazione dello spinotto (Figura 10), la seguente relazione:

$$V_{Rd} = d_b \sqrt{(5 f_{cc} e)^2 - 1,7 d_b^2 f_{cc} f_y - 5 f_c d_b e} = 0$$

con:

$f_{cc}$  resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo

$f_y$  tensione di snervamento dell'acciaio

Mentre in presenza sollecitazioni di trazione propongono la seguente relazione:

$$V_{Rd} = d_b^2 [f_{ck} f_{sy} (1 - \alpha^2)]^{1/2}$$

con  $\alpha$  pari a  $\sigma_s / f_{sy}$

Per quanto concerne le connessioni tra travi e solai, è importante prendere in considerazione le forze trasmesse da questi ultimi alle travi. Prendendo per esempio il caso in cui si realizzi una cappa di calcestruzzo armato a formare un diaframma rigido, le connessioni saranno responsabili del trasferimento delle azioni generate dalla forza complessiva di piano, per mezzo di spinotti o altri dispositivi, agli altri elementi resistenti, quali travi e pilastri.

In tale caso, le connessioni dovranno essere dimensionate a partire dalle forze di piano, aumentate del 30% come richiesto dalla normativa (DM 14/01/2008, § 7.4.5.3).

### Collegamento tra elementi secondari e sismoresistenti

Tutti gli elementi strutturali che non partecipano direttamente alla risposta sismica dell'edificio sono detti secondari. Durante un terremoto a questi elementi è richiesta soltanto la capacità di assorbire le deformazioni imposte dagli elementi sismoresistenti e il mantenimento della capacità portante nei confronti dei carichi statici. È importante tenere conto della loro possibile disposizione irregolare, sia in pianta sia in elevazione, data la spesso significativa incidenza che ciò può avere sul comportamento globale della struttura.

Gli elementi non strutturali quali i pannelli di tamponamento sono generalmente considerati elementi portati in ragione del fatto che le connessioni ai pilastri o alle travi su cui fanno affidamento sono solitamente progettate in modo da evitare interferenze con il sistema sismo-resistente, così da minimizzare l'incremento di rigidità nei confronti della struttura portante e ridurre le sollecitazioni sugli elementi stessi.

Nella realtà si possono considerare due tipologie diverse di pannelli: quelli che non interferiscono con il comportamento globale dell'edificio e che quindi devono essere in grado, insieme alle loro connessioni, di resistere ai carichi gravitazionali, alle forze d'inerzia e agli spostamenti imposti dal sisma, e quei pannelli che al contrario influenzano la risposta strutturale dell'edificio. Nel primo caso il sistema di connessione tra pannello prefabbricato e struttura portante non deve avere una rigidità tale da poter influenzare la risposta

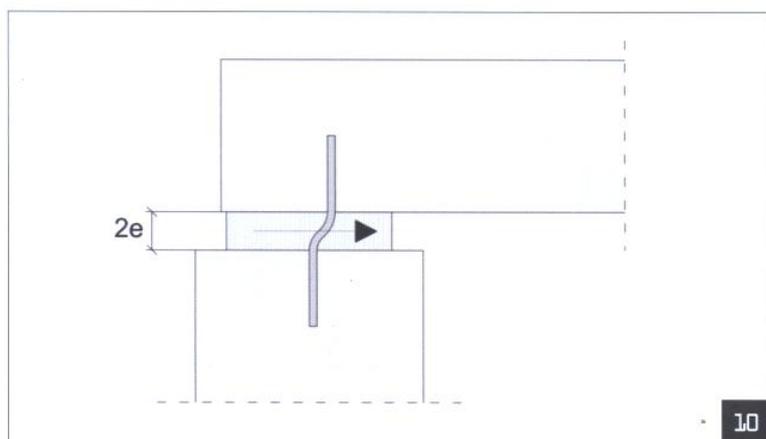


Figura 10.  
Eccentricità  
dello spinetto

strutturale, e deve poter sviluppare opportuni meccanismi duttili, o comunque deve essere in grado di accomodare spostamenti relativi significativi tra il pannello e la struttura. Nel secondo caso i pannelli vanno ad incrementare la rigidità dell'edificio, assolvendo a tutti gli effetti al ruolo di controventi, e devono essere progettati in accordo con la normativa così come ogni altro elemento strutturale.

Per i pannelli non strutturali, la normativa (DM 14/01/2008, Eq. 7.2.1) prevede la verifica sia dei pannelli sia delle loro connessioni alla struttura, considerando gli effetti dell'azione sismica come:

$$F_o = (S_o W_o) / q_o$$

dove:

$F_o$  è la forza sismica agente nel centro di massa dell'elemento;

$W_o$  è il peso dell'elemento;

$S_o$  è l'accelerazione che il pannello subisce a seguito del sisma, adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (Eq. 7.2.2 del DM 14/01/2008);

$q_o$  è il fattore di struttura dell'elemento,  $q_o=2$  per pareti interne-esterne.

Nel panorama italiano, le connessioni tra pannelli orizzontali e struttura sono comunemente realizzate posizionando al lembo inferiore del pannello opportuni dispositivi di supporto che, hanno il compito di portare il peso del pannello, ed alle estremità superiori dei dispositivi di ritenuta inseriti durante il montaggio in "anchor channel" preventivamente posizionati nei getti dei pannelli e

delle strutture portanti ad essi collegati. Come visto negli esempi riguardanti gli edifici dell'Aquila, il collasso dei pannelli osservato è associato a un'adeguata resistenza del sistema di ritenuta o alla sua incapacità di fornire una sufficiente duttilità in termini di spostamento. A questo proposito, una ricerca sperimentale finanziata da ASSOBETON inerente il collegamento tra pannelli orizzontali e pilastri (Piras et al., 2010) ha dimostrato che un ruolo importante è ricoperto dalla coppia di serraggio dei bulloni delle connessioni che realizzano la ritenuta. Le prove sperimentali hanno mostrato che malgrado le connessioni, al fine di garantire tolleranze di montaggio adeguate, abbiano generalmente dei fori assolati tali da poter idealmente consentire lo scorrimento della connessione durante un evento sismico, un'elevata e non controllata coppia di serraggio potrebbe generare all'interfaccia dado-connessione un attrito tale da impedire lo scorrimento. In tal caso, a seguito degli spostamenti imposti dal sisma, una connessione troppo rigida potrebbe far sì che la vite a testa d'ancora strappi i lembi dell'anchor channel per effetto leva andando così a compromettere la ritenuta del pannello (Figura 11). In accordo con la normativa, che associa allo stato limite di danno (SLD) un drift pari a 1% per tamponamenti progettati in modo da non subire danni per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura, la connessione dovrebbe prevedere un foro con un'asola tale da coprire gli spostamenti a SLD senza interagire con la struttura portante.



Figura 11.  
Danneggiamento  
connessioni

È inoltre importante evitare la rottura della connessione per sollecitazioni, in termini di forza e spostamento, associate al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Infatti, il cedimento anche di un singolo elemento del sistema di ancoraggio comporta il più delle volte il rovesciamento del pannello a terra, con notevoli rischi per l'incolumità di persone, dato il peso significativo dei pannelli, senza contare i possibili danni su oggetti e cose.

Al raggiungimento del fine corsa, la connessione deve quindi disporre di un'ulteriore risorsa di duttilità che potrebbe essere ad esempio conferita dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità del gambo della vite. Per far sì che questo meccanismo si instauri, precedendo la rottura del

labbro dell'anchor channel annesso nell'elemento portante, sarà necessario progettare i bulloni di ritenuta definendone la resistenza attraverso l'ausilio del capacity design.

Per quanto riguarda il collegamento di pannelli verticali, questi sono frequentemente supportati da una trave porta pannelli e vincolati all'estremità superiore dalle medesime ritenute utilizzate per i pannelli orizzontali.

In tal caso, le problematiche già discusse per le ritenute trovano riscontro anche per i pannelli verticali, con l'aggravante che la domanda di spostamento cui le ritenute sono soggette in presenza di azioni sismiche è ulteriormente aumentata dalla maggior distanza tra la base del pannello e la ritenuta. #

#### Bibliografia

- ASSOBETON, "Linee Guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate", 2010.
- CNR 10025, "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo", 2000.
- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale, Roma, Italia.
- Dario Piras, Andrea Belleri, Paolo Riva, "Prove sperimentali sul comportamento sismico di pannelli di tamponamento orizzontali prefabbricati", 18° Congresso CTE, 12-14/11 2010, Brescia. ISBN 978-88-903647-6-1.
- Tsoukantas S.G., Tassios T.P., "Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements", ACI Structural Journal no.86-S26, 1989.
- Vintzeleou E.N., Tassios T.P., "Behavior of Dowels under Cyclic Deformations", ACI Structural Journal no.84-S3, 1987.