

# Strutture prefabbricate: moderni sistemi di protezione antisismica

L. Marinini<sup>1</sup>, P. Spatti<sup>2</sup>, P. Riva<sup>3</sup>, R. Nascimbene<sup>4</sup> ■

## Sommario

La valutazione della capacità degli edifici di sopravvivere agli effetti indotti da un evento sismico è da sempre uno dei temi che maggiormente ha preoccupato i progettisti, in relazione soprattutto alle conseguenze che si possono avere sull'incolumità degli occupanti (stato limite di salvaguardia della vita come definito al Punto 3.2.1 del D.M. 14 Gennaio 2008). In particolar modo, per quanto concerne gli edifici prefabbricati, questa valutazione è resa ancor più difficoltosa a causa delle differenze di tipologia e materiali fra gli elementi prefabbricati (primari e secondari) e i meccanismi che realizzano le connessioni fra gli elementi stessi.

Per quanto concerne il territorio nazionale, le strutture prefabbricate sono generalmente destinate al settore industriale: sembra quindi sensato porre in evidenza il fatto che ripercussioni sociali ed economiche potenzialmente elevate possono essere provocate da situazioni di ina-

gibilità e di interruzioni delle attività, oltre naturalmente che dal collasso strutturale che comporterebbe la perdita della vita degli occupanti. L'intento perseguito da questa ricerca, numerica e sperimentale, è quindi quello di realizzare una connessione tra elementi prefabbricati che sia prima di tutto rispondente alle richieste normative, ma che al contempo sia funzionale alle esigenze dei produttori e dei montatori di edifici prefabbricati: questo si traduce, in primo luogo, in un meccanismo che permetta la dissipazione di energia in occasione di un evento sismico, e, conseguentemente, la riduzione delle forze in gioco per il dimensionamento degli elementi resistenti; in secondo luogo, il dispositivo deve essere facilmente posizionabile e montabile in cantiere, così da non complicare il già non facile lavoro delle squadre di montaggio; ed in ultima analisi deve risultare anche velocemente sostituibile a seguito di un possibile danneggiamento conseguente ad un evento sismico.

## 1. La pratica costruttiva degli edifici in c.a. a struttura prefabbricata

Al fine di meglio comprendere il comportamento delle strutture prefabbricate e le principali tipologie strutturali diffuse sul territorio, si riporta di seguito una classificazione dei principali elementi costituenti una struttura prefabbricata, in ambito nazionale, suddividendoli in travi, solai, tegoli di copertura, pilastri, plinti e connessioni. Con riferimento alla classificazione proposta da Calvi et al. (2006, 2007) e riportata in Figura 1, le travi che trovano maggiore diffusione sono quelle a doppia pendenza, le travi ad **I** per strutture monopiano e le travi **L** e **T** rovescio per strutture pluripiano; la trave rettilinea a **I** o "doppio **T**" è generalmente impiegata per risolvere il problema di coperture piane o di solai intermedi ove siano richieste grandi luci libere. La trave a doppia pendenza viene utilizzata in genere per copertura di edifici industriali in quanto in grado

di coprire luci molto elevate (oltre i 30 m) e di ridurre, di conseguenza, i volumi interni inutilizzati; grazie alle falde normalmente inclinate del  $10 \div 12\%$ , essa rappresenta anche la naturale soluzione ai problemi di smaltimento delle acque. La stabilità in fase di montaggio è affidata alla configurazione a forcella della testa dei pilastri; con questi ultimi essa forma una serie di portali paralleli collegati dai tegoli di copertura. I solai si dividono in parzialmente o totalmente prefabbricati (Figura 2). Questi ultimi, gli unici considerati in questa ricerca numerica, si possono suddividere in due grandi categorie: tegoli binervati e lastre alveolari. La grande diffusione sia dei tegoli binervati, sia delle relative varianti, è dovuta alla limitata necessità di interventi di completamento, ridotti in molti casi alla necessità del solo getto collaborante in opera, pur riuscendo a coprire luci considerevoli (funzione solamente dello spessore del tegolo). Le lastre

<sup>1</sup> ROSE School, Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia - ✉ luca.marinini@gmail.com

<sup>2</sup> ROSE School, Istituto Universitario di Studi Superiori, Pavia - ✉ pier\_spatti@hotmail.com

<sup>3</sup> Università degli Studi di Bergamo - ✉ paolo.riva@unibg.it

<sup>4</sup> Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ roberto.nascimbene@eucentre.it

alveolari hanno larghezza e, soprattutto altezza inferiori rispetto a quella dei tegoli binervati e, nonostante questo, prestazioni simili.

Ogni prefabbricatore cerca di migliorare i propri prodotti, soprattutto dal punto di vista tecnico ed estetico, aspetto tutt'altro che da sottovalutare: è proprio per questi motivi che esistono una vasta gamma di sezioni diverse (Figura 3) che possono essere accomunate sotto il nome di tegolo alare di copertura; un tentativo di classificazione può essere effettuato in base alla combinazione del comportamento flessionale e di quello torsionale di ciascun elemento; secondo Toniolo (1998) possono essere individuati i seguenti casi (Figura 4):

a) elementi a trave con nucleo centrale massic-

cio o scatolare chiuso, in cui il flusso delle tensioni tangenziali può svilupparsi per dare resistenza torsionale;

b) elementi a trave in cui le sollecitazioni torsionali sono scomposte in due flessioni contrapposte in corrispondenza delle nervature;









c) elementi scatolari aperti o chiusi a lastre, in cui il flusso delle sollecitazioni tangenziali è scomponibile in una complessa combinazione di flessione sulle singole lastre;

d) elementi a lastre convergenti (tipo **V** o **Y**), in cui l'azione torcente è scomponibile in momenti torcenti sulle singole lastre;

e) casi speciali non compatibili con le voci precedenti.

I pilastri prefabbricati hanno il compito di sor-

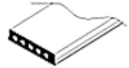




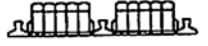
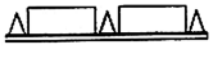
Figura 1  
Principali caratteristiche geometriche di elementi trave prefabbricati normalmente impiegati in ambito nazionale (Calvi et al., 2006, 2007).

Tipologia trave	Tipo di impalcato	Peso trave [kN/m]	Altezze massime in campata[m]	Luci impiegate [m]
	copertura a doppia falda con tegoli	5.5 ÷ 14.0	1.30 ÷ 2.90	10 ÷ 32
	copertura con estradosso piano o inclinato, con tegoli o lastre	variabile	2.00 ÷ 2.50	15 ÷ 30
	copertura a doppia falda con tegoli o lastre	fino a 11.0	1.30 ÷ 1.60	12 ÷ 18
	coperture con tegoli	4.0 ÷ 9.0	0.80 ÷ 1.40	8 ÷ 20
	coperture con tegoli	8.0 ÷ 12.0	0.80 ÷ 1.40	8 ÷ 16
	coperture con tegoli	7.0 ÷ 11.5	0.60 ÷ 1.00	8 ÷ 16
	coperture piane e solai piani con tegoli binervati o lastre	7.0 ÷ 17.0	0.40 ÷ 1.20	8 ÷ 16
	travi di bordo di luce ridotta, travi a sbalzo	5.0 ÷ 12.0	-	< 8 (escluso lo sbalzo)

reggere i carichi verticali in condizioni statiche ed i carichi orizzontali in caso di eventi sismici: alla quota di connessione con le strutture orizzontali il pilastro è sagomato (rastremato) o completato su diversi lati con componenti strutturali come mensole rettangolari, semplici o multiple, posizionabili su qualunque faccia del pilastro, che permettono l'appoggio, anche a scomparsa, delle travi primarie. I pilastri sono adeguatamente conformati alla base per essere inseriti in plinti a pozzetto (a sezione rettangolare o rastremati), mentre in sommità sono predisposti per consentire l'appoggio ed il controventamento delle travi primarie dei vari sistemi di copertura.

Il sistema di fondazione tradizionalmente utilizzato è costituito da plinti a pozzetto poggianti su sottofondazioni armate; le possibili alternative sono costituite dall'utilizzo di pali prefabbricati o di fondazioni superficiali nastriformi, rispettivamente nel caso di scarsa capacità portante del terreno o di problemi di verifica strutturale del plinto. Il plinto a pozzetto può essere totalmente o parzialmente prefabbricato: in seguito all'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008,

essendo i carichi soggetti ad elevata eccentricità, è diventata molto più difficoltosa la verifica di tali elementi prefabbricati (Bellotti et al., 2009), essendo infatti limitate le dimensioni geometriche massime della suola realizzabili e trasportabili dallo stabilimento al cantiere; proprio per questo motivo vengono utilizzati sempre più frequentemente i plinti parzialmente prefabbricati, con i quali si ricorre ad un bicchiere prefabbricato in stabilimento con armatura sporgente, solidarizzato in sito con una suola gettata in opera opportunamente dimensionata. I collegamenti fra gli elementi prefabbricati, che devono necessariamente avvenire in cantiere, sono la parte dell'edificio che ha la maggiore criticità dal punto di vista della resistenza e che quindi riveste una importanza cruciale in relazione al comportamento globale della struttura: l'intero schema resistente utilizzato in fase di progettazione può infatti venir meno nel momento in cui le connessioni non rispondano come ipotizzato (Bellotti et al., 2009); a maggior ragione, essendo non controllabili in stabilimento, ma realizzate sul posto dalla manovalanza addetta al montaggio, è importante

Tipologia elemento	Sezioni tipiche	Dimensioni sagoma standard [m]		Peso totale [kN/m]	Luci correnti d'impiego [m]	Interasse [m]	
		base	altezza				
lastra alveolare		1.20	0.12 ÷ 0.80*	2.00 ÷ 8.50	6 ÷ 24	affiancati	
Solai totalmente prefabbricati (in c.a.p)	tegolo binervato		2.50	0.30 ÷ 1.20*	2.00 ÷ 5.00	8 ÷ 24	affiancati (o con lucernari in coperture piane)
	tegolo omega		2.25	0.40 ÷ 1.00*	2.50 ÷ 6.00	10 ÷ 20	affiancati
Solai parzialmente prefabbricati	tegolo binervato ad intradosso piano		1.20	0.50 ÷ 1.00*	3.5 ÷ 8.5	10 ÷ 20	0 ÷ 2.50
	lastra nervata		1.20	0.20 ÷ 0.30	1.50 ÷ 2.50	< 10	0 ÷ 2.50
	a travetti in c.a.p.		0.12 ÷ 2.50**	0.16 ÷ 0.24***	3.00 ÷ 15.00	4 ÷ 10	0 ÷ 0.80
	traliccio (predalles)		1.20÷2.50	0.15÷0.60	-	3.5÷8	Affiancati

\* escluso eventuale getto integrativo in c.a. di spessore 5 ÷ 10 cm;

\*\* relativa al singolo travetto;

\*\*\* relativa all'intero solaio, escluso il getto integrativo di 5 ÷ 6 cm all'estradosso.

Figura 2  
Principali caratteristiche geometriche di elementi solai normalmente impiegati in ambito nazionale (Calvi et al., 2006, 2007).

lasciare meno margine possibile all'errore di posizionamento e montaggio.

Il comportamento sismico di una struttura prefabbricata dipende in maniera consistente dal comportamento degli elementi di collegamento tra le diverse parti strutturali e non (per esempio i pannelli - Riva et al., 2011). In particolare l'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze, l'interazione cinematica tra i diversi elementi e la domanda di deformabilità non possono prescindere da una accurata conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei collegamenti, conoscenze riguardo il comportamento sia sotto carichi monotoni, sia ciclici (Capozzi et al., 2009).

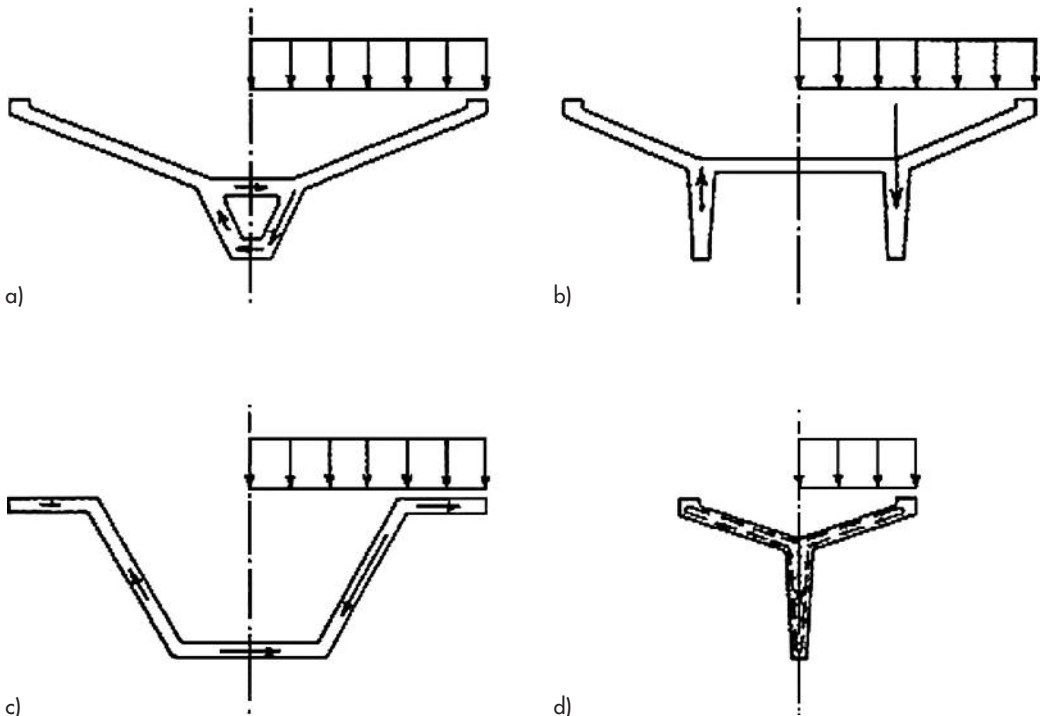
In ambito nazionale vengono comunemente

impiegati vari sistemi di connessione per strutture prefabbricate in funzione degli elementi (primari o secondari) da collegare: in particolare vi sono collegamenti pilastro-fondazione, trave-solaio o trave-tegolo di copertura, pilastro-pilastro, trave-pilastro e collegamento di parti non strutturali come per esempio trave-pannello o pilastro-pannello. Come richiamato al paragrafo successivo, la modellazione di tutti i collegamenti deve essere molto accurata, in quanto negli edifici prefabbricati soggetti ad una azione orizzontale sismica, vanno individuate a priori le zone critiche della struttura, zone delegate alla dissipazione di energia (Punto 7.2.1 del D.M. 14 Gennaio 2008).

Figura 3  
Esempi di tegoli alari di copertura diffusi in ambito nazionale (Calvi et al., 2006, 2007).

Tipologia Elemento	Sezioni tipiche	Dimensioni sagoma standard [m]		Luci correnti d'impiego [m]
		base	altezza	
Tegoli di Copertura		2.50	1.00 ÷ 1.10	16 ÷ 32

Figura 4  
Classificazione dei tegoli alari in funzione del comportamento flessionale e torsionale (Toniolo, 1998).



## 2. La modellazione ad elementi finiti delle strutture prefabbricate

Negli ultimi anni lo sviluppo delle tecnologie informatiche e la diffusione di programmi di calcolo automatico hanno profondamente modificato l'approccio alla progettazione strutturale. Il metodo degli elementi finiti, inizialmente pensato per risolvere problemi complessi di meccanica strutturale, viene oggi utilizzato per la risoluzione di strutture semplici, come le travi continue, e di strutture a telaio piano e spaziale, consentendo una significativa riduzione dei tempi di progettazione. L'ausilio di programmi di calcolo con interfaccia grafica e dotati di librerie di elementi strutturali, in grado di leggere la geometria strutturale a partire da disegni realizzati in

formato CAD, facilita ulteriormente il lavoro del progettista.

Le più recenti normative strutturali richiedono esplicitamente che il modello (a elementi finiti) della struttura sia tridimensionale e rappresenti in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello. In Figura 5 si mostra

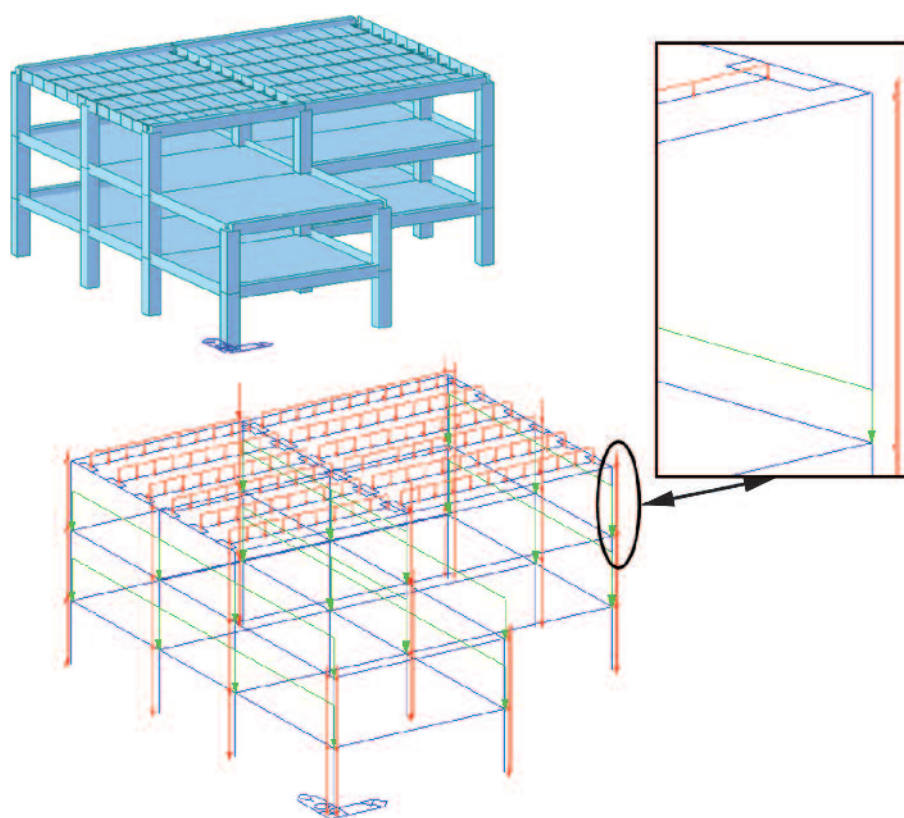
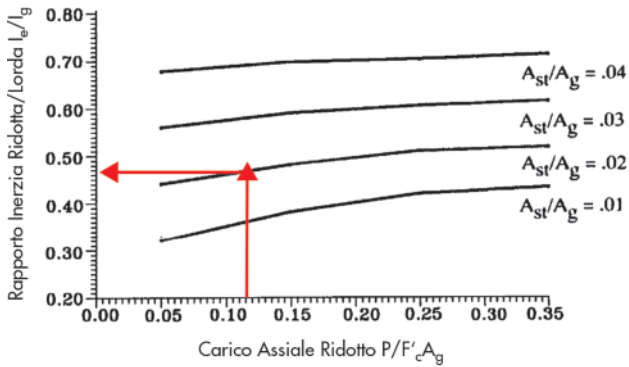


Figura 5  
Applicazione di un carico eccentrico di  $3.5 \text{ kN/m}^2$  lungo un pilastro conseguente alla presenza di pannelli orizzontali.

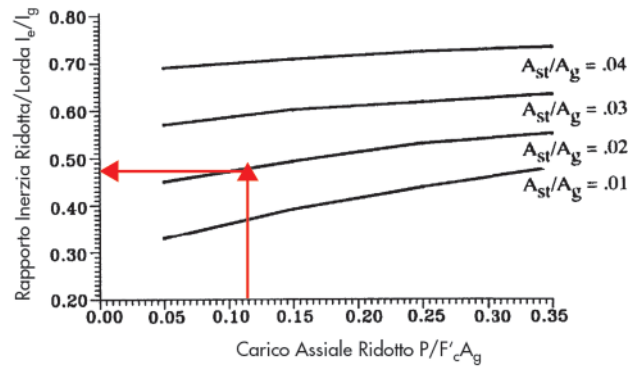
l'applicazione, tramite un codice con elementi a plasticità diffusa, di carichi verticali eccentrici conseguenti alla presenza di pannelli orizzontali gravanti sui pilastri.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali

in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza (Punto 7.2.6 del D.M. 14 Gennaio 2008). Dal punto di vista della modellazione è possibile costruire due modelli: il primo a orizzontamenti infinitamente rigidi ed il secondo capace di includerne la deformabilità. Se gli spostamenti orizzontali massimi calcolati in questo ultimo caso in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido, allora l'orizzontamento può essere modellato come infinitamento



a) Sezione Circolare



b) Sezione Rettangolare

Figura 6  
Rigidità effettiva in sezioni fessurate in cemento armato (derivate da Priestley et al., 1996).

rigido. Questa assunzione consente importanti semplificazioni di modellazione tra cui: semplicità nell'assegnazione delle eccentricità accidentali, delle masse di piano e semplificazioni nelle verifiche agli effetti del secondo ordine.

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili (Priestley et al., 1996). In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati (Punti 4.1.1.1 e 7.2.6 del D.M. 14 Gennaio 2008), tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente (Figura 6 derivata da Priestley et al., 1996).

Poiché però gli elementi orizzontali sono pre-compressi, sembra sensato, come anche propo-

sto da Bellotti et al. (2009) e da Calvi et al., (2006, 2007), differenziare la modellazione di questi ultimi da quella dei pilastri. Per questo motivo si procede applicando i coefficienti riduttivi di seguito indicati:

- rigidità della sezione fessurata di elementi in c.a. (pilastri o elementi verticali):  
 $E_{C \text{ FESS}} = 50\% E_C$
- rigidità della sezione fessurata di elementi in c.a.p. (travi, tegoli o elementi orizzontali):  
 $E_{C \text{ FESS}} = E_C$

Questa scelta è giustificata dal fatto che nel caso di elementi precompressi è atteso un livello di fessurazione molto contenuto rispetto ai corrispondenti elementi in c.a.; non potendo, però, quantificare un preciso valore del coefficiente riduttivo da utilizzare (75%, 85%...?), si sceglie di mantenere la sezione integra. Inoltre è necessario mantenere queste ipotesi, per taglio e flessione, sia nella verifica allo stato limite di danno che in quella allo stato limite ultimo. La rigidità assiale, invece, è sempre calcolata senza alcuna riduzione di modulo elastico.

### 3. La modellazione delle connessioni

Come detto precedentemente, per ottenere una simulazione accurata del comportamento di un edificio con struttura prefabbricata è necessario modellare in maniera estremamente accurata le connessioni tra gli elementi, soprattutto dal punto di vista geometrico, cioè in relazione alle eccentricità presenti tra i diversi elementi come risulta chiaro dalla Figura 7. Trovare la giusta corrispondenza fra modello matematico e situazione reale non è però sempre facile e richiede spesso alcune iterazioni alla ricerca del miglior compromesso tra modello sofisticato e risultati attesi in termini di spostamenti e sollecitazioni.

Si riportano nel seguito gli elementi principali da tenere in considerazione:

- valutazione della rigidità degli elementi "link" comunemente utilizzati per simulare le

corrette dimensioni geometriche degli elementi reali. In Figura 7a l'elemento rigido è utilizzato per tenere conto dell'eccentricità esistente tra la linea d'asse del pilastro (che nelle strutture prefabbricate può avere anche sezione di dimensione importante) e la linea baricentro delle pressioni esercitate dalla trave sulla mensola d'appoggio;

- determinazione del reale grado di vincolo tra gli elementi strutturali connessi;
- valutazione degli effetti della costruzione "per fasi" tipica delle strutture prefabbricate;
- valutazione degli effetti termici nel corso della vita utile dell'edificio.

I link rigidi non sono altro che elementi finiti "beam" che collegano una coppia di nodi come accade per l'elemento di colore blu in Figura 7b: questi elementi hanno la particolarità di avere



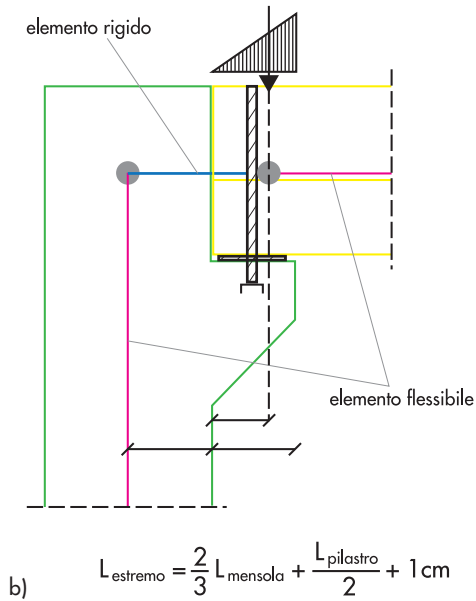
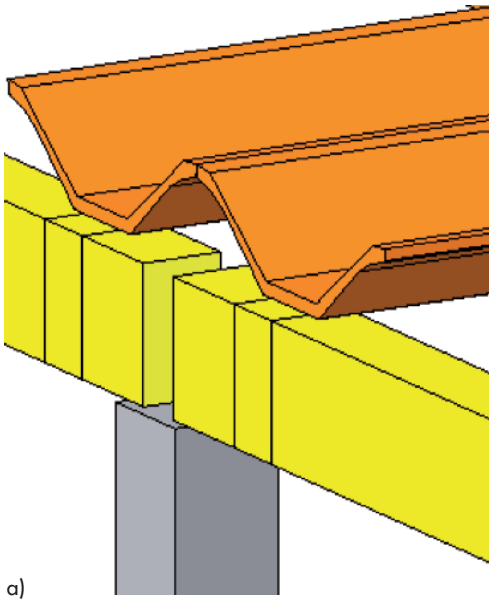


Figura 7  
Esempi di connessione trave-  
tegolo alare e trave pilastro:  
casi di eccentricità nel piano  
orizzontale e verticale.

una rigidità molto elevata rispetto agli altri elementi monodimensionali componenti il modello; essendo quindi la loro deformabilità praticamente nulla, si può dire che la coppia di nodi tra loro collegati si spostano allo stesso modo (simile ad un "constraint" di piano che determina numericamente la coincidenza dei gradi di libertà). Il pericolo di questa simulazione è però il possibile generarsi di momenti flettenti e torcenti inesistenti o molto più modesti nella realtà dovuti all'eccentricità delle forze in gioco. Alcuni programmi di calcolo commerciali risolvono questo inconveniente introducendo nodi "master" e "slave" capaci di agire direttamente, a livello di codice, sulla matrice di rigidità condensando opportunamente i gradi di libertà ed evitando l'insorgere di azioni interne spurie.

La connessione tra un tegolo a  $\pi$  (Figura 8a) oppure un tegolo alare (Figura 7a) ed una trave costituente il sistema resistente è solitamente realizzato mediante squadrette metalliche a L collegate alla trave e ai quattro piedi del tegolo oppure ai due lati dell'alare. In questo caso l'elemento di copertura è assimilabile ad una trave incernierata alle estremità nel piano verticale, ma parzialmente incastrata nel piano orizzon-

tale. In particolare, in questo ultimo caso, capace di trasferire un momento flettente ed un taglio, entrambi giacenti sull'orizzontamento di piano. L'andamento dei momenti nei due piani, nel caso di tegolo a  $\pi$  è riportato in Figura 8b. Un ulteriore aspetto da considerare in fase di modellazione è la logica conseguenza del montaggio "per fasi" dell'edificio prefabbricato. Si prenda ad esempio la posa del tegolo sulla trave: quando il primo viene appoggiato, il peso proprio inflette il tegolo stesso, generando una rotazione delle estremità; successivamente, fissando le estremità del tegolo alle travi, mediante squadrette metalliche, si realizza la connessione definitiva. Se si modella tout court quanto detto attraverso un modello ad elementi finiti, tenendo in considerazione semplicemente la geometria degli elementi, s'introduce durante l'analisi un momento flettente inesistente nella realtà, in quanto il tegolo, inflettendosi sotto l'azione del peso proprio, trasferisce quest'azione alla trave attraverso i link rigidi. Per ovviare a questo problema, si può operare separando il peso dalla massa degli elementi: si applica il primo direttamente in testa ai pilastri sotto forma di forze concentrate, si lascia invece la seconda unifor-

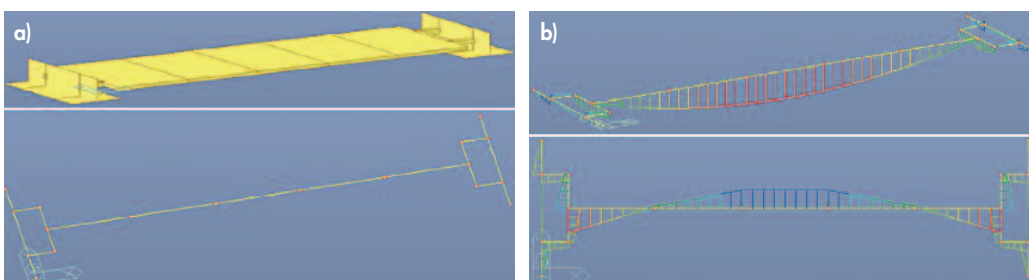


Figura 8  
Determinazione della reale  
condizione di vincolo di un  
tegolo a  $\pi$  di copertura.

memente distribuita sui tegoli di copertura. Altro punto d'importanza fondamentale è la modellazione degli effetti termici e delle dilatazioni della struttura nel corso della vita. Nella realtà l'allungamento/accorciamento del tegolo genera un'azione assiale che determina un effetto di frizione sulla trave e uno strisciamento nel momento in cui viene superata la forza generata dall'attrito di primo distacco (con la trasmissione di una forza tagliante all'elemento sottostante); la connessione costituita da link rigidi, in presenza di un allungamento del tegolo dovuto a una variazione termica, gene-

rerebbe invece una torsione della connessione stessa con conseguente trasmissione dell'azione interna alla trave sottostante; la modellazione deve dunque essere studiata attentamente e prevedere un elemento "gap" in grado di permettere allungamento e accorciamento dei nodi d'estremità degli elementi trasmettendo solo azione tagliante, senza introdurre nel modello azioni non presenti nella realtà.

La valutazione di questi effetti permette di modellare in maniera corretta e, quindi, di ottenere un'analisi accurata del comportamento della struttura e delle sue connessioni.

#### 4. Calcolo sismico: il nuovo quadro normativo e le ricadute sulla progettazione

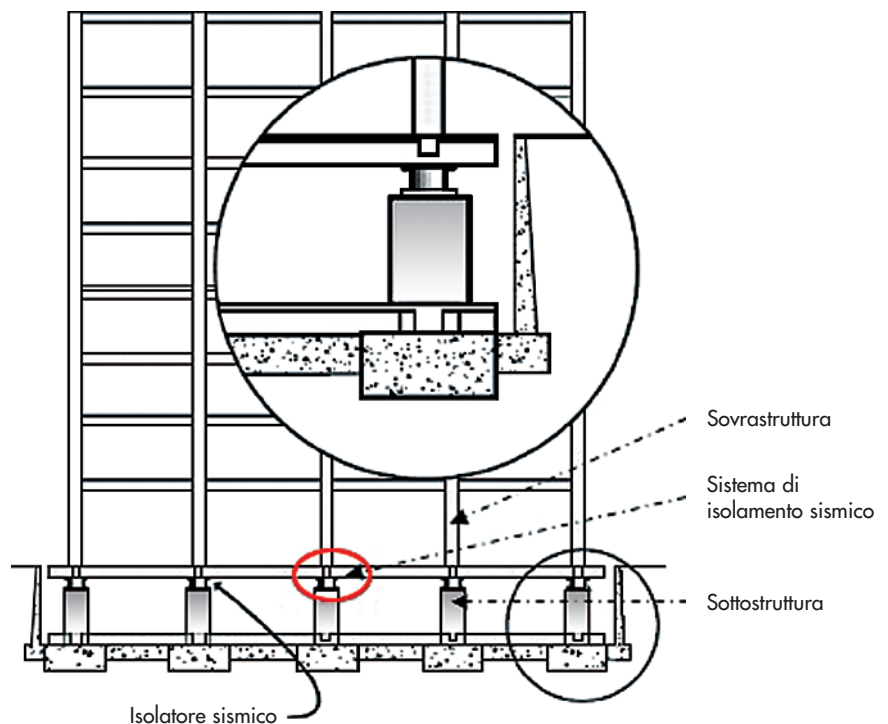
Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2008), così come riportato nell'oggetto della norma stessa, "definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità": vengono emanate come Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, ma bisogna attendere il primo luglio del 2009 perché entrino veramente in vigore e siano l'unico strumento utilizzabile nella pratica progettuale (Riva et al., 2010).

Unica eccezione è costituita dai casi riportati nel paragrafo 2.7 delle NTC-2008: la progettazione degli edifici in zona 4 (classificazione

ormai inesistente e per la quale bisogna far riferimento all'Ordinanza 3274 del 2003 e s.s.m.i.), appartenenti alle classi d'uso I e II, può avvenire utilizzando normative antecedenti, in particolare, "le norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici. [...] Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità  $S$ , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati".

Utilizzando per la progettazione delle strutture prefabbricate le NTC-2008, i paragrafi di riferimento sono il 4.1.10 per qualsiasi struttura e il

Figura 9  
Sistema di isolamento alla base di una struttura prefabbricata.





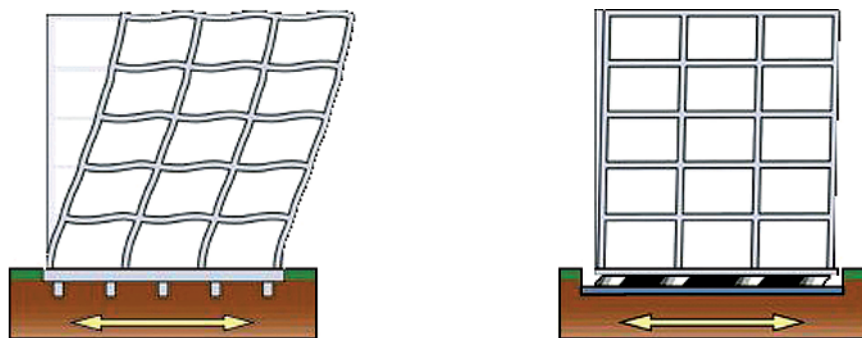


Figura 10  
Confronto tra struttura  
tradizionale e struttura  
isolata alla base.

paragrafo 7.4.5 per strutture in zona sismica; in queste sezioni si puntualizzano le richieste normative relative ai nodi tra gli elementi prefabbricati, considerati gli elementi critici del sistema resistente, su cui bisogna riporre maggior attenzione sia in fase di progettazione che in fase di realizzazione: il nodo deve effettivamente comportarsi come ipotizzato in fase progettuale se si vuole che l'intera struttura risponda alle sollecitazioni in maniera corretta.

Dagli esempi descritti da Riva et al. (2010) in merito al terremoto de L'Aquila, si ricava che le più frequenti cause di danno sono connesse a difetti associati ad una concezione strutturale nella quale l'interazione fra i diversi elementi prefabbricati, strutturali e non, non viene correttamente considerata. Questo rende particolarmente critica la funzione dei collegamenti.

Proprio in questa problematica ricade una delle differenze più significative fra la nuova normativa e quella utilizzata precedentemente (D.M. 09/01/1996): si vuole evitare che gli elementi prefabbricati rimangano unità a sé stanti e si cerca di dare al progettista dei consigli su come verificare che le connessioni siano effettivamente tali; in quest'ottica il dissipatore di energia studiato, e descritto al successivo paragrafo, è considerato una connessione tra gli elementi prefabbricati e, debitamente provato sia analiticamente che sperimentalmente, può rispondere alle esigenze progettuali, assicurando, nel contempo, sia dissipazione di energia, sia stabilità della struttura senza perdita di resistenza.

Altra prescrizione vincolante è quella contenuta nel paragrafo 7.4.6.1.2 secondo il quale *“La dimensione minima della sezione trasversale di un pilastro non deve essere inferiore a 250 mm. Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $> 0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro”* (dove  $\theta$  è il fattore che prende in considerazione le non linearità geometriche della struttura resistente); questa prescrizione, che deve

essere rispettata nel caso non si eseguano analisi non lineari accurate sulla struttura progettata, risulta essere particolarmente gravosa per strutture monopiano, per le quali la maggior distanza tra il punto in cui si annulla il momento flettente e l'estremità del pilastro è pari all'altezza stessa del pilastro: questo vuol dire che per strutture monopiano con altezza all'intradosso della trave di 10 m (ipotesi di realizzazione abbastanza comune in ambito nazionale) i pilastri devono avere lato minimo della sezione trasversale di 1 m.

Strutture convenzionalmente antisismiche si proteggono dagli effetti distruttivi dei terremoti per mezzo della duttilità globale della struttura, ovvero della capacità di sostenere ampie deformazioni in campo plastico e dissipare energia per isteresi. Il meccanismo di protezione è basato quindi sul danneggiamento strutturale, e questo è dettato dal fatto che sarebbero economicamente non realizzabili strutture sismo-resistenti capaci di sostenere i terremoti attesi senza alcun danno. Ciò richiederebbe elevatissime resistenze ed elementi strutturali di dimensioni molto grandi.

Una modalità alternativa di conseguire il risultato di elevate prestazioni antisismiche è quella di evitare la trasmissione della gran parte dell'energia sismica da parte del terreno alla struttura. Questo concetto trova applicazione nella messa a punto di sistemi in grado di sconnettere terreno e struttura dal punto di vista degli spostamenti orizzontali mantenendo una sufficiente rigidità in direzione verticale: è il caso degli isolatori antisismici posti alla base della struttura (Figura 9).

Questa soluzione comporta la suddivisione dell'edificio in: sottostruttura, sistema di isolamento e sovrastruttura. La differenza di comportamento tra una struttura a base isolata ed una struttura tradizionale è riportato qualitativamente in Figura 10.

Questo sistema si rende economicamente applicabile se le forze in gioco sono ben distribuite e l'edificio ha dimensioni significative (edifici multipiano in opera, solitamente a carattere residenziale); non è chiaramente il caso di edifici in

struttura prefabbricata monopiano o bipiano per usi industriali, per i quali invece è più logico pensare ad un meccanismo di dissipazione dell'energia in gioco fra gli elementi prefabbricati, che realizzi al contempo la connessione richiesta dalla normativa, piuttosto che un sistema d'isolamento alla base.

Considerando quindi quanto detto, diventa evidente come la progettazione di edifici prefabbricati si possa dividere in due categorie: strutture non sismo resistenti progettate con l'utilizzo della normativa precedente (D.M. 09/01/1996), ove possibile (per tutte le ex zone sismiche 4), e strutture sismo resistenti progettate con l'utilizzo delle NTC-2008, avvalendosi di analisi agli elementi

finiti accurate (non lineari associate a modellazioni di dettaglio: modelli a fibre oppure modelli tridimensionali con elementi solidi e rappresentazione "embedded" dell'armatura lenta), così da evitare la prescrizione del paragrafo 7.4.6.1.2. In quest'ultima condizione, diventa quindi vantaggioso avere a disposizione un dispositivo di dissipazione d'energia con comportamento determinato sperimentalmente e quindi facilmente simulabile con l'uso di codici ad elementi finiti che, al contempo, permetta di ottimizzare la risposta sismica della struttura e di rispettare le prescrizioni sulle connessioni tra gli elementi prefabbricati come richiesto dai paragrafi 7.4.5.2.1 e 7.4.5.2.2.

**5. Moderni sistemi di protezione anti-sismica: una connessione dissipativa innovativa**

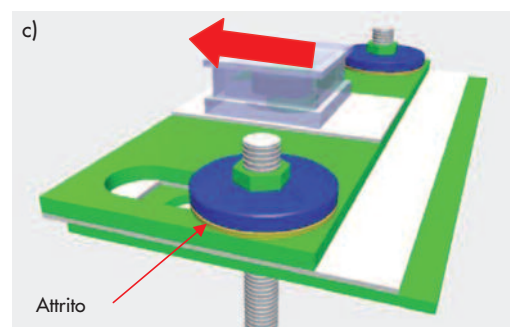
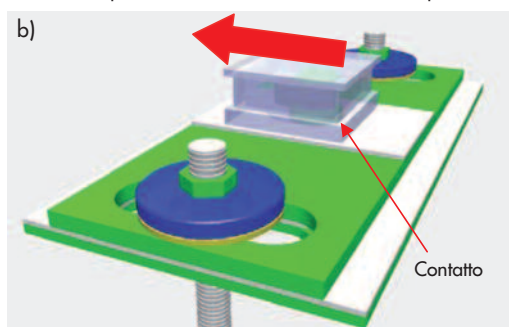
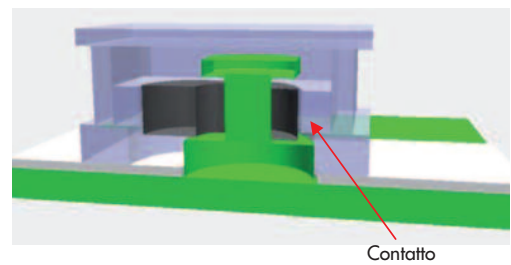
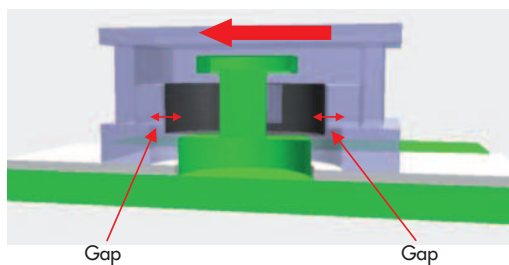
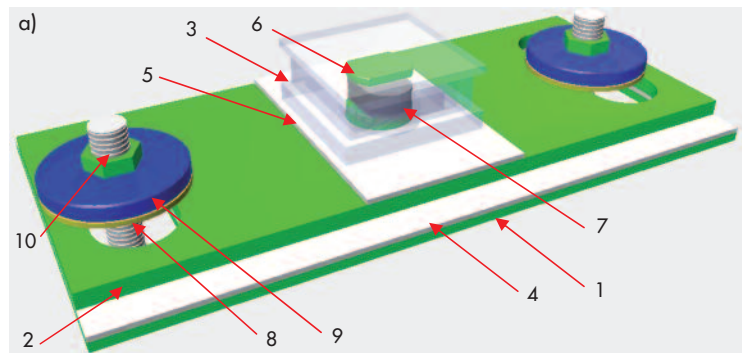
Nel corso del 2007, una stretta collaborazione tra un'azienda di prefabbricazione e una officina meccanica ha consentito la nascita e lo sviluppo di un prototipo di connessione dissipativa. La versione finale del dispositivo, l'elenco delle

componenti meccaniche, lo schema di funzionamento ed il modello ad elementi finiti impiegato nella comparazione con i dati sperimentali sono riportati nelle Figure 11, 12 e 13 rispettivamente. L'isolatore può essere suddiviso in tre parti principali:

1. una scatola metallica cava, da gettare all'interno dei tegoli;

Figura 11 (a) rappresentazione tridimensionale del dispositivo; (b) e (c) schema di funzionamento del dispositivo.

Oggetto	Nome	Materiale
1	Piatto basso	S275JRG2
2	Piatto intermedio	S275JRG2
3	Scatola	S275JRG2
4	Polietilene basso	
5	Polietilene alto	
6	Spinotto	115MnPb14
7	Gomma	Neoprene
8	Dissipatore	
9	Fermo del dissipatore	C40
10	Vite M20	Cl. 5.6



2. un sistema di due piastre metalliche, quella bassa appoggiata alla trave di sostegno e quella alta collegata allo spinotto metallico a testa allargata, che può scorrere grazie all'interposizione di un foglio in materiale a basso attrito;
3. un sistema composto da due viti M20 con testa ad ancora che collegano le piastre all'anchor channel, e impongono un carico di precompressione sugli elementi dissipativi.

La scatola metallica cava gioca un ruolo fondamentale per la risposta dell'isolatore sotto carichi statici, poiché consente spostamenti relativi di  $\pm 9$  mm tra i due elementi connessi (dovuti ad esempio alle deformazioni termiche, requisito di cui è stata evidenziata l'importanza al paragrafo 3) senza che venga attivata la resistenza degli elementi dissipativi.

Nella fase di assemblaggio, la gomma garantisce un esatto centraggio dello spinotto. Il comportamento del sistema sotto carichi statici, nella direzione dell'asse del tegolo, è rappresentato in Figura 11b-c.

Mentre lo spostamento limite è un parametro di progetto, la forza limite dipende dai carichi gravitazionali trasferiti dall'appoggio, moltiplicati per il coefficiente d'attrito del materiale a basso attrito. Dopo che lo spostamento limite viene raggiunto, la base allargata dello spinotto va in contatto con la parte bassa della scatola metallica e il taglio viene trasferito alla piastra metallica superiore, attivando gli elementi dissipativi. Dopo questa fase iniziale, alla risposta del sistema viene aggiunto il ciclo isteretico degli elementi dissipativi. Vi è dapprima un incremento iniziale della forza trasmessa dovuto al comportamento iperelastico della gomma confinata sottoposta a compressione, quindi la base dello spinotto va in contatto con la parte interna della scatola e trasmette il taglio agli elementi dissipativi. Se viene raggiunta la corsa limite, una forza aggiuntiva viene trasmessa dalla piastra di acciaio. In questo caso lo spostamento di contatto  $d_c$ , la forza limite trasmessa dagli elementi dissipativi  $F_{lim}$  e lo spostamento limite delle viti  $d_{lim}$  sono parametri di progetto (Figura 14).

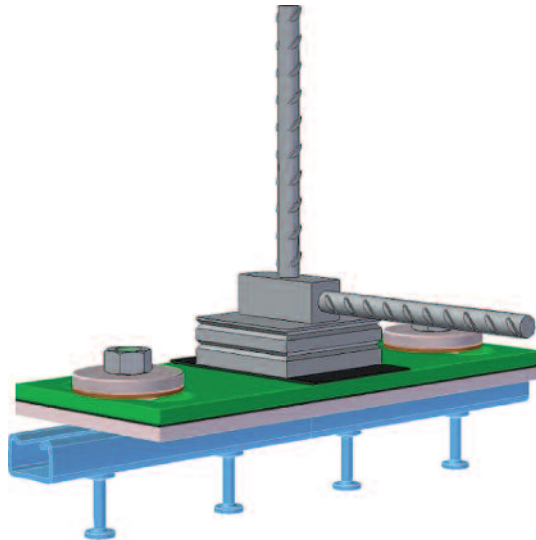


Figura 12  
Scatola annegata nel tegolo o nella trave ed inserto annegato nella trave o nel pilastro.

Per quanto riguarda il comportamento in direzione trasversale e verticale, si suppone che l'isolatore possa essere considerato semi-rigido. Il taglio trasversale viene trasmesso allo spinotto e alle piastre metalliche, mentre il possibile solle-

vamento è impedito dalla testa allargata dello spinotto, di dimensioni maggiori rispetto a quelle della scatola metallica (l'assemblaggio è reso possibile grazie alla forma ellittica della testa).

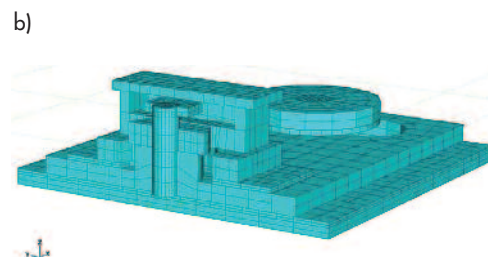
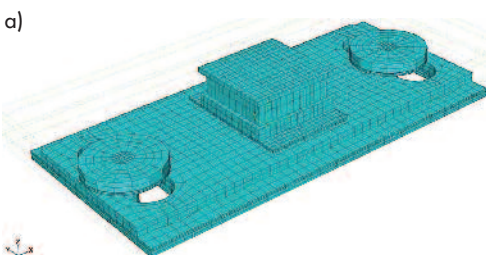
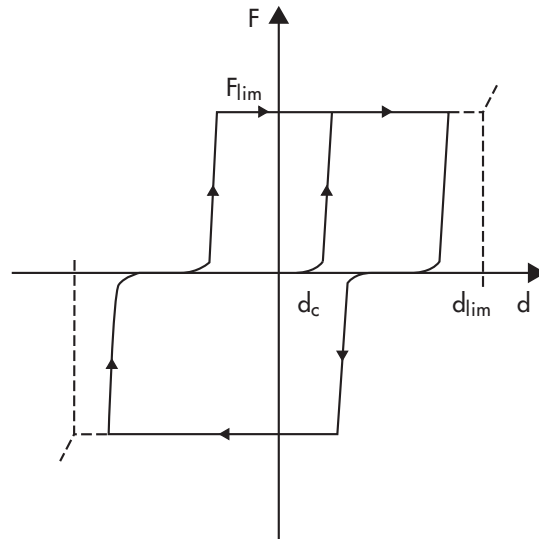


Figura 13  
Modellazione ad elementi finiti del sistema di dissipazione.

Figura 14  
Schematizzazione del  
comportamento ciclico  
isteretico degli elementi  
dissipativi del dispositivo.



### 5.1 Prove sperimentali sui componenti

Le prove sperimentali, condotte presso il Laboratorio Prove Strutturali dell'Università degli Studi di Bergamo, sono state pianificate con lo scopo di studiare le proprietà meccaniche dei singoli componenti del sistema e quelle dell'intero isolatore. Dai risultati ottenuti è stato possibile capire il comportamento di ogni parte del meccanismo nonché l'influenza di ciascun componente sul comportamento globale. Quattro materiali diversi sono stati utilizzati per la costruzione dei vari componenti (Figura 15):

- Materiale polimerico a basso attrito (Figura 15a): coefficiente d'attrito dichiarato, dal 5 al 9%;
- Elementi dissipativi (Figura 15b): corone circolari ricavate da un cilindro cavo con un diametro esterno di 80 mm ed uno interno di 45 mm: coefficiente d'attrito dichiarato, dal 15 al 22%;
- Gomma (Figura 15c): fogli di NR/SBR, spessore di 15 mm;
- Acciaio: S275.

Per ottenere un quadro completo ed esaustivo del comportamento dell'isolatore è stato realizzato un banco di prova in acciaio modificabile ed adattabile alle esigenze della sperimentazione in corso (Figura 16): quattro diversi test sono stati programmati ed eseguiti servendosi di una macchina di prova in grado di esercitare, sia in trazione che in compressione, una forza massima di 50 kN. Gli spostamenti sono stati rilevati mediante l'uso di estensimetri potenziometrici. I risultati acquisiti durante la prova sono stati successivamente elaborati per depurare eventuali spostamenti e rotazioni rigide dovuti al set-up di prova. I quattro test sono brevemente illustrati nei quattro paragrafi

di seguito riportati.

#### 5.1.1 Test 1: Materiale polimerico a basso attrito

La caratteristica principale del materiale utilizzato è il basso attrito. Nel primo test (Figura 17), l'elemento viene pressato tra due piastre d'acciaio utilizzando delle barre di precompressione; leggendo lo spostamento relativo con gli estensimetri e la forza necessaria per generare tale spostamento, si ottiene il coefficiente d'attrito del materiale, pari al 6%.

#### 5.1.2 Test 2: Dissipatore

L'unica parte sostituibile dell'intero meccanismo, quella evidentemente sacrificabile durante la dissipazione del giunto provocata dallo strisciamento contro la piastra d'acciaio sulla quale è schiacciata, è l'elemento dissipativo: grande importanza ha la coppia di serraggio con la quale viene serrato il dado sopra di esso, visto e considerato che la quantità di energia dissipata è proporzionale alla forza d'attrito generata, a sua volta direttamente proporzionale alla forza verticale esercitata durante il movimento. Anche in questo caso, analizzando e depurando i dati acquisiti durante la prova (Figura 18), si ottiene un coefficiente d'attrito, pari al 18,8%.

#### 5.1.3 Test 3: Gomma

Per evitare l'impatto fra la parte mobile e quella fissa dell'isolatore viene usato un elemento in gomma provvisto di tre fori: il centrale serve per mantenere l'elemento in sede durante il movimento, i due laterali per permettere alla gomma di espandersi a causa della compressione. Il comportamento risultante è perfettamente elastico. Per questo terzo test, nessuna forza di precompressione viene applicata alle barre (Figura 19).

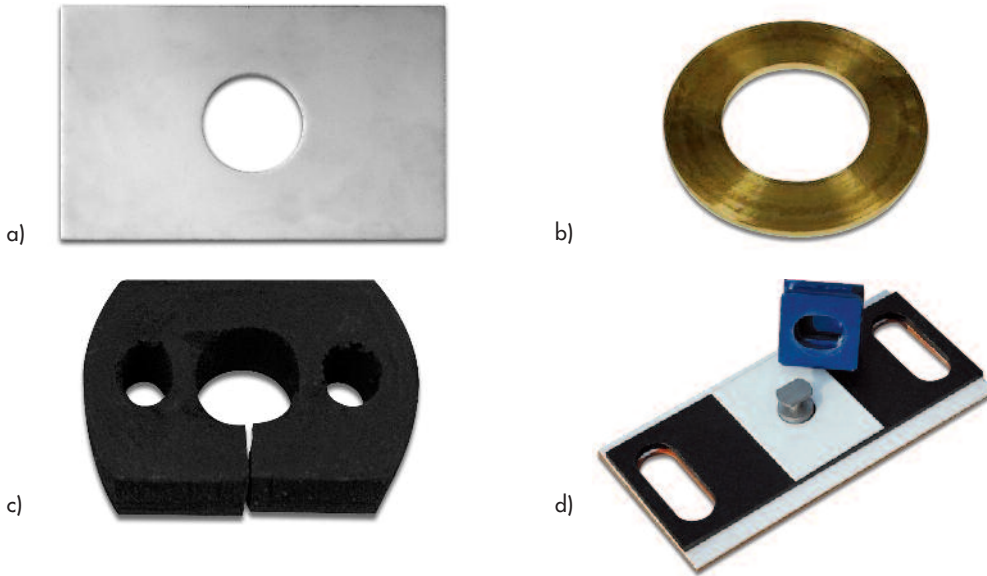


Figura 15  
(a) materiale polimerico,  
(b) elemento dissipativo,  
(c) gomma e (d) intero  
dissipatore.

#### 5.1.4 Test 4: Intero isolatore

Nel quarto ed ultimo test (Figura 20) viene investigato il comportamento dell'intero isolatore; una volta posizionato tra le due piastre d'acciaio di prova e simulato il carico verticale, è stato possibile leggere lo spostamento relativo delle piastre e la forza necessaria per generare tale spostamento. Lo smorzamento effettivo può essere ricavato dalla linearizzazione della curva in Figura 20c:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_{pl}}{A_{el}} \quad (1)$$

dove  $A_{el}$  è l'area elastica (Figura 21a) e  $A_{pl}$  è l'area plastica (Figura 21b). Si ricava infine:  $\xi_{\text{eff}} > 38\%$ . Analizzando i dati ricavati si nota come essi dovrebbero dar luogo ad una dissipazione leggermente maggiore di quella effettivamente ottenuta con il funzionamento dell'intero dispositivo nella quarta prova. Essendo quest'ultima prova la più significativa, si è deciso di ricavare dal comportamento ottenuto i contributi dei singoli elementi dissipativi che caratterizzeranno il modello numerico: nella Tabella 1 questi valori vengono confrontati con quelli ottenuti nelle singole prove.

Tabella 1 - Confronto tra i valori delle singole prove ed il valore ottenuto dalla prova sull'intero isolatore

	Singole prove	4° prova
Elemento Polimerico	6,0%	3,3%
Dissipatore	18,8%	15,0%



Figura 16  
Macchina di prova.



Figura 17 a)  
 Test 1: (a) Elemento polimerico testato suddiviso per componenti; (b) storia di spostamento applicata e (c) comportamento ciclico del materiale polimerico.

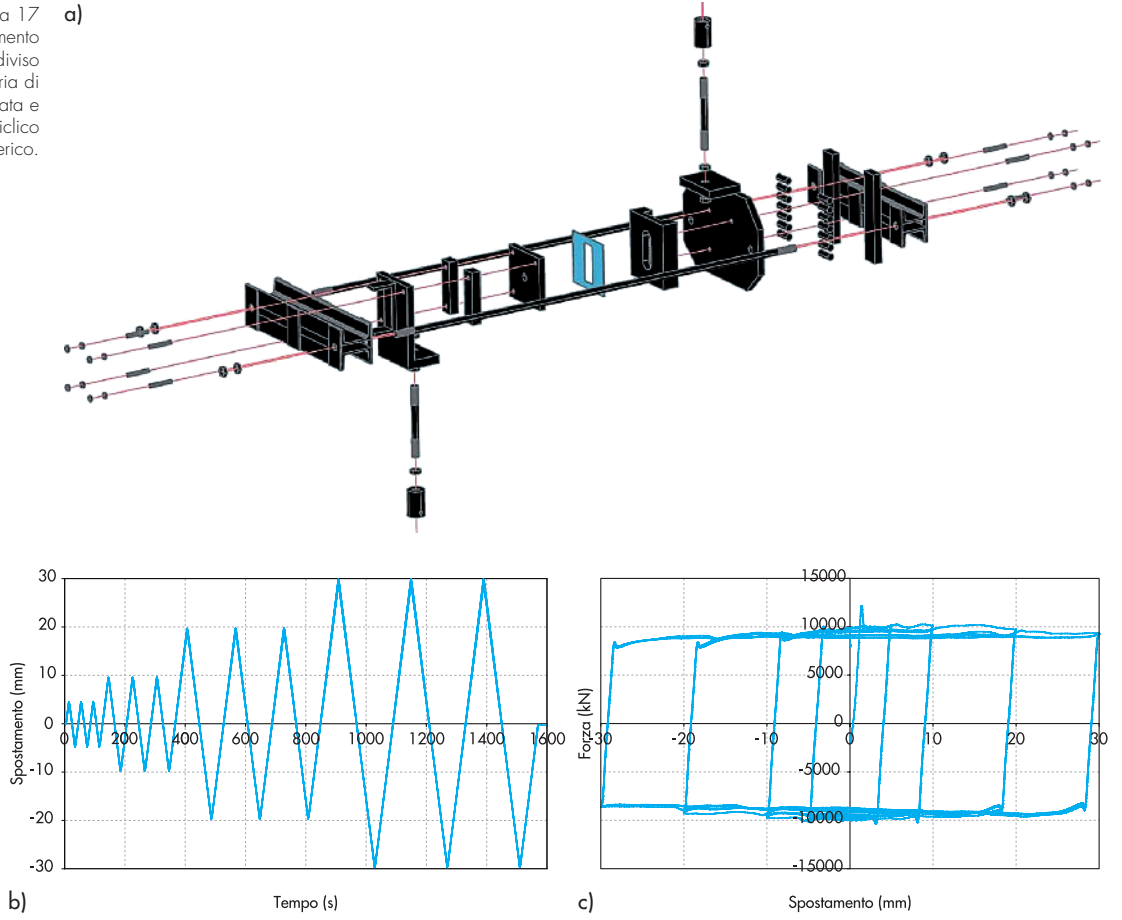
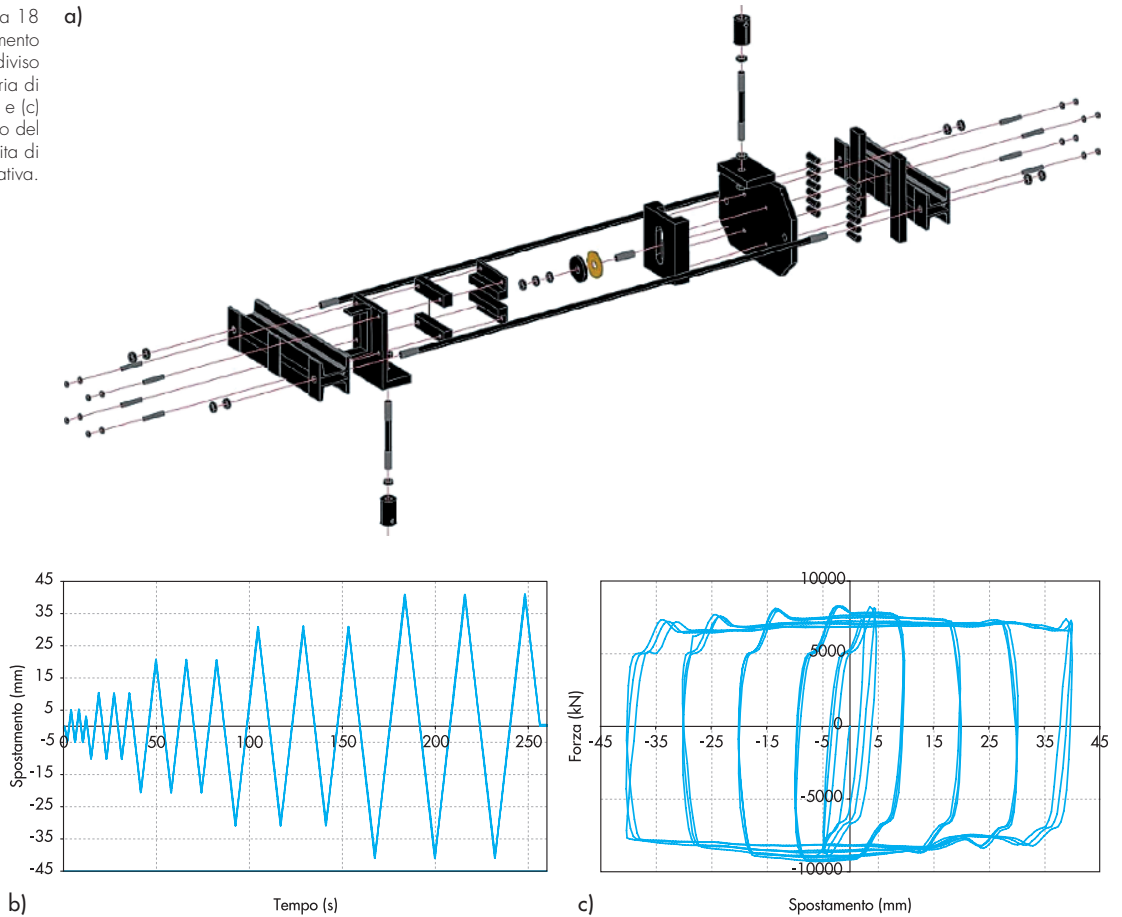


Figura 18 a)  
 Test 2: (a) Elemento dissipatore testato suddiviso per componenti; (b) storia di spostamento applicata e (c) comportamento ciclico del dissipatore senza perdita di capacità dissipativa.





a)

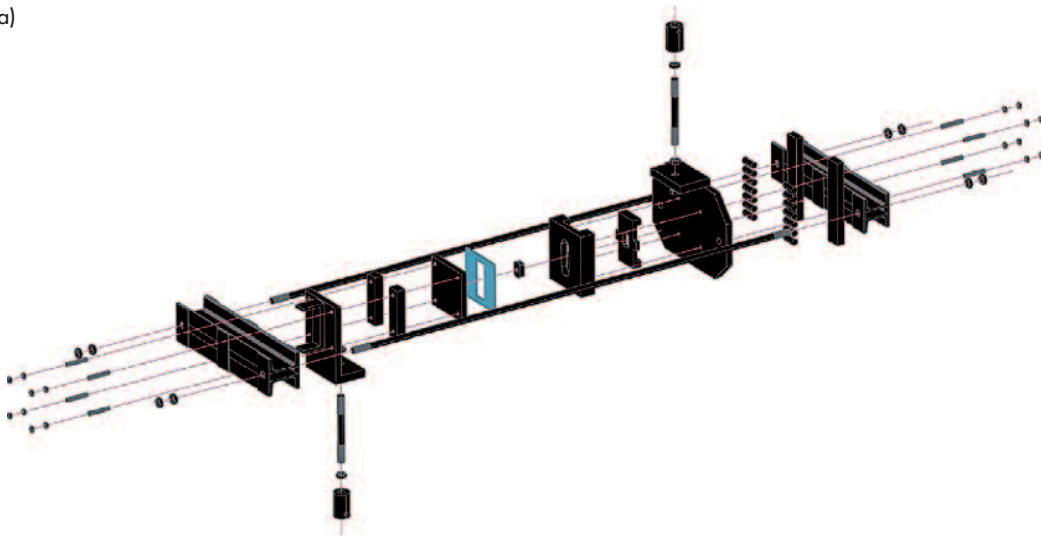
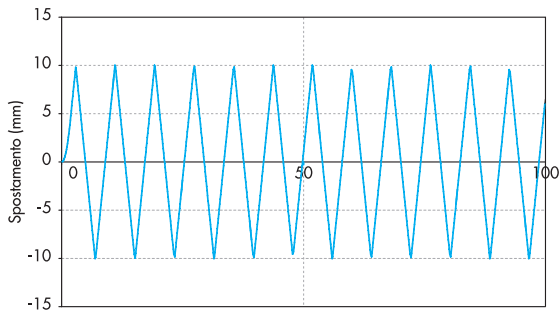
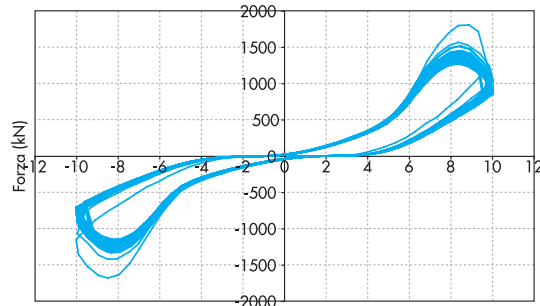


Figura 19  
Test 3: (a) Elemento in gomma testato suddiviso per componenti; (b) storia di spostamento applicata e (c) comportamento perfettamente elastico senza bisogno di sostituzione dopo il sisma.



b) Tempo (s)



c) Spostamento (mm)

a)

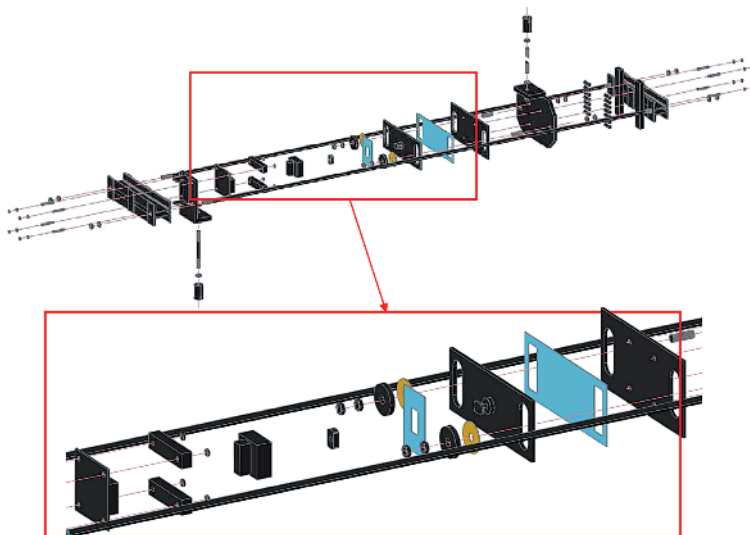
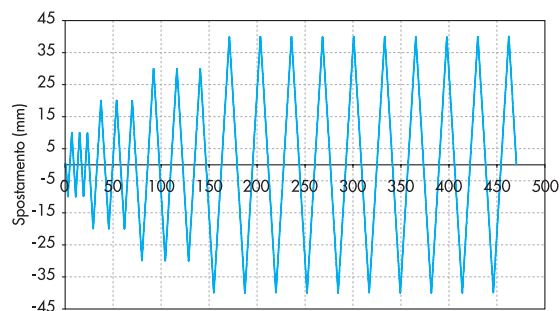
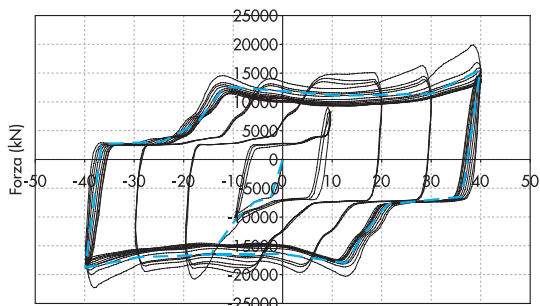


Figura 20  
Test 4: (a) Sistema completo di isolamento; (b) storia di spostamento applicata e (c) ciclo isteretico chiaramente composto dalla somma dei comportamenti di tutti i suoi elementi che si attivano in tempi diversi.



b) Tempo (s)



c) Spostamento (mm)

Figura 21  
(a) Parte elastica e  
(b) parte plastica.

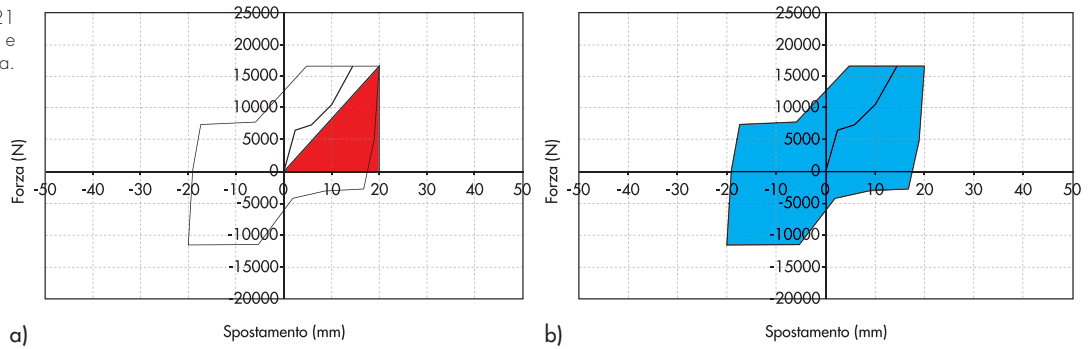
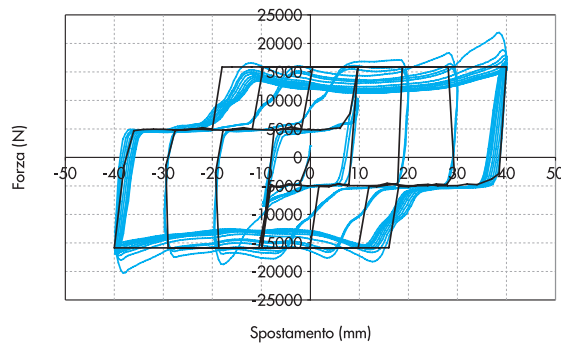


Figura 22  
Comportamento numerico  
vs. comportamento  
sperimentale.



In Figura 22 è sovrapposto il risultato del modello numerico ad elementi finiti descritto in Figura 13 con il ciclo isteretico sperimentale di Figura 20c, mostrando un ottimo accordo.

### 5.2 Prove sperimentali su una struttura in scala reale

Le prove sperimentali condotte presso la sede della CSP prefabbricati s.p.a. (Ghisalba - BG) hanno avuto come scopo principale quello di verificare il comportamento meccanico della connessione inserita in una struttura in scala reale.

Dai risultati ottenuti è stato possibile avere una conferma del comportamento isteretico stabile della connessione, già individuato nel corso delle prove precedentemente illustrate sui singoli componenti, e verificare l'assenza di fenomeni di rottura fragile dei punti di ancoraggio lato tegolo e lato trave.

#### 5.2.1 Configurazione di prova

Le prove sono state effettuate su di un tegolo alare di produzione corrente di luce pari a 20 m (Figure 23 e 24), collegato a due basamenti in calcestruzzo mediante l'utilizzo di quattro connessioni dissipative e movimentato tramite l'applicazione di una forza nella sezione di mezzeria, generata con un martinetto elettro-meccanico con spinta massima pari a 200 kN. I basamenti in calcestruzzo ed il telaio metallico di sostegno al martinetto sono stati dimensionati in modo da risultare "rigidi" rispetto alla sovrastruttura. Gli spostamenti

imposti dal martinetto (coassiali al tegolo; Figura 25a) vengono trasferiti alle quattro connessioni con minime variazioni, dovute alla deformabilità del tegolo. Gli spostamenti sono stati rilevati mediante l'uso di estensimetri potenziometrici. La forza trasmessa dal martinetto è invece stata rilevata tramite l'utilizzo di una cella di carico appositamente realizzata. La posizione del martinetto è stata determinata in modo da minimizzare gli effetti dell'eccentricità del punto di applicazione della forza, compatibilmente con le dimensioni dell'apparecchiatura. Il telaio metallico è stato dimensionato sulla forza massima trasmissibile dal martinetto, pari a 200 kN. Una volta assemblati i componenti, questi sono stati collegati a due lastre metalliche fissate al pavimento con barre filettate e resine epossidiche. Nei basamenti di estremità sono stati collocati 5 anchor channels, per poter effettuare prove ulteriori in caso di rotture impreviste dei punti di fissaggio. Le quantità rilevate dai potenziometri sono le seguenti:

- 1a/1b: Traslazioni relative longitudinali.
- 2a/2b: Traslazioni relative longitudinali.
- 3/4: Traslazioni relative trasversali.
- 5: Traslazioni relative longitudinali.
- 6: Forza impressa dal martinetto.

Le prove sono state effettuate in controllo di spostamento, imponendo cicli di carico di ampiezza crescente. In questo modo è stato possibile verificare sia il comportamento in condizioni "standard" (spostamento dei punti di appoggio inferiore alla corsa massima teorica)

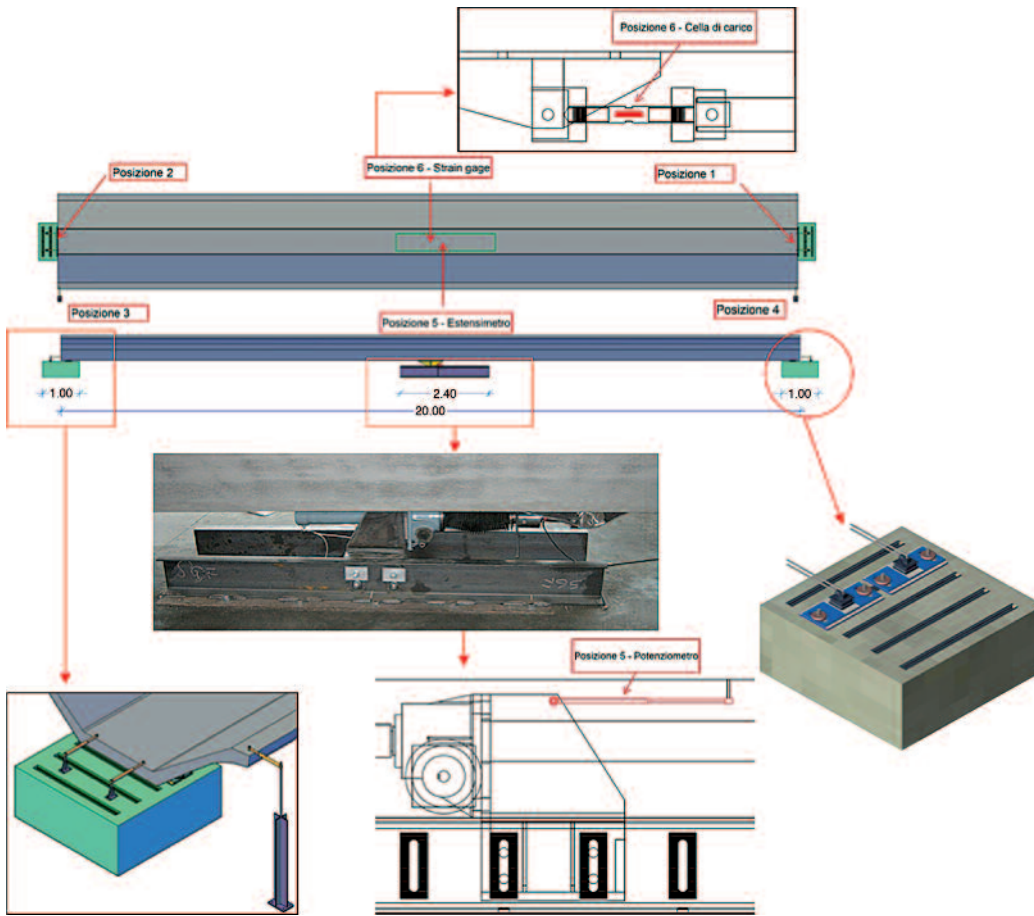


Figura 23  
Test su tegolo al vero:  
configurazione di prova  
e strumentazione.

Tabella 2 - Strumentazione predisposta sul blocco di fissaggio

Test	Tipo	Peso	Ser.viti	$F_{ht}$
1	Ciclica fino a 40 mm	149.7 kN	51 Nm	25.5 kN
2	Spinta massima su 4 connessioni	149.7 kN	51 Nm	25.5 kN
3	Spinta massima su 2 connessioni	149.7 kN	51 Nm	17.3 kN



Figura 24  
Prova sperimentale condotta  
presso la sede della  
CSP Prefabbricati Spa  
(Ghisalba - BG).

sia in condizioni "eccezionali" (raggiungimento del fine corsa dei dispositivi). La Tabella 2 riassume i parametri di prova utilizzati nei test. La forza di scorrimento è stata ipotizzata pari al 17% del peso del tegolo (leggermente superiore rispetto al valore utilizzato nelle prove sui componenti), in modo da garantire un serraggio minimo alle viti. Per la determinazione della forza di scorrimento teorica  $F_{ht}$  si è assunto un attrito tra lastra polimerica ed acciaio pari al 6% ed un attrito tra acciaio e dissipatori pari al 16%. Questi valori sono stati ricavati dalle prove sui componenti. Per il materiale polimerico è stato assunto il valore ricavato nella prova sul singolo componente mentre per il dissipatore un valore leggermente inferiore rispetto al 18.8% ottenuto dalla prova sul singolo componente, in quanto i test sull'isolatore assemblato avevano fornito un attrito globale inferiore a quello calcolato come somma dei singoli componenti. Le prove a fine corsa sono state effettuate sia con le quattro connessioni fissate che su due sole connessioni (rimuovendo le viti dagli anchor channels di un basamento), in modo da trasferire un carico maggiore, avvicinandosi al carico di rottura.

5.2.2 Risultati dei test

I cicli forza-spostamento medi ottenuti nel primo test sono riportati nella Figura 25b; la prova è stata eseguita in controllo di spostamento con velocità costante di 0.5 mm/sec.

Dalla Figura 25b si nota che il comportamento globale del sistema ricalca quello ottenuto per il singolo componente. Dopo un assestamento iniziale, con picchi di forza che raggiungono i 50 kN (33% del carico verticale), la forza di scorrimento si attesta su valori vicini a quelli teorici: lo scorrimento nella fase iniziale avviene per una forza pari a 13 kN (pari all'8.7% del carico verticale); il meccanismo dissipativo dei dissipatori viene attivato per una forza pari a 27 kN (18% del carico verticale), da confrontare con i 25.5 kN teorici.

La seconda e terza prova (Figura 26) sono state eseguite per verificare che, in condizione di massimo carico sia in spinta che al tiro, non si manifestassero comportamenti a rottura fragile; nella seconda prova il tegolo è stato sottoposto dapprima a uno spostamento in spinta di 45 mm, dopodiché a un tiro fino alla massima forza trasferibile dal martinetto; nella terza prova sono state scollegate due delle quattro connessioni, rimuovendo le viti dalla loro sede, e il tegolo è stato spinto in direzione opposta a quella finale della prova 2.

La forza massima cui i collegamenti sono stati sottoposti è risultata pari a 170 kN (pari al 114% del peso del tegolo), senza che si verificassero danneggiamenti apprezzabili nei componenti della connessione. Il carico di rottura per taglio del sistema di ancoraggio, ricavato da prove sperimentali, risulta pari a  $8 \times 21.4 \times 3 =$

Figura 25  
(a) Storia di spostamento e  
(b) cicli forza-spostamento.

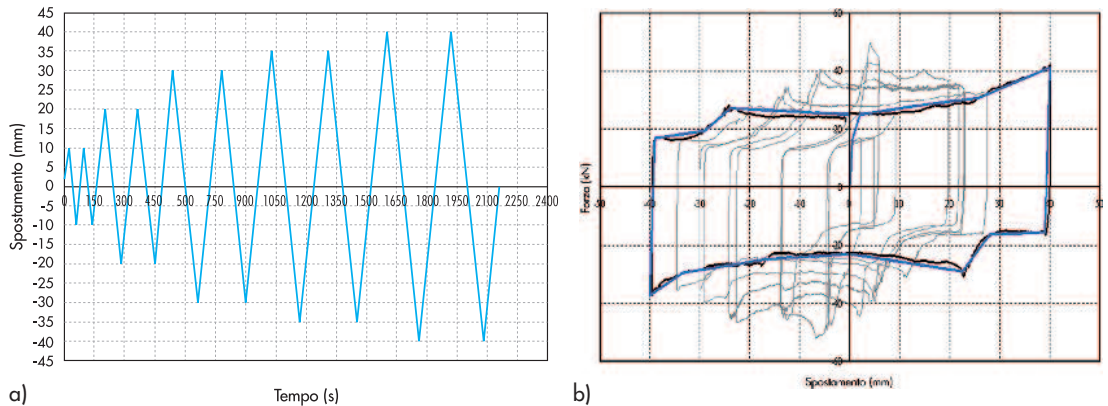
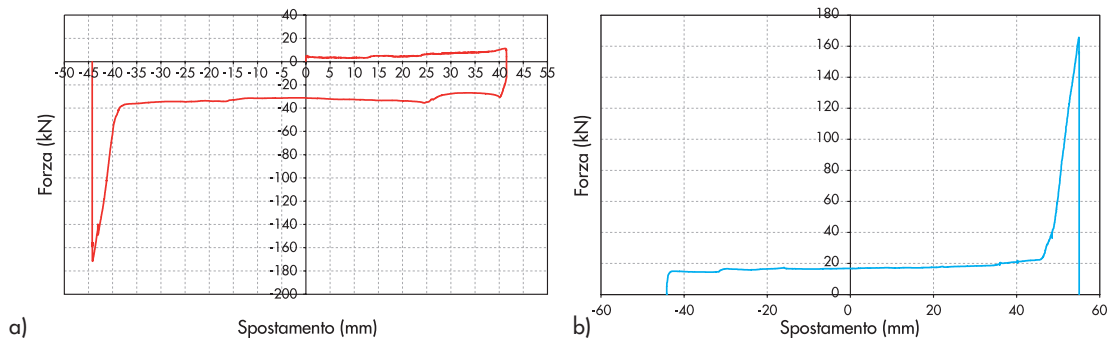


Figura 26  
(a) Forza-spostamento per la seconda prova e (b) per la terza.





514 kN. Il carico ammissibile è invece pari a 171.2 kN (coefficiente di sicurezza pari a 3). Rimuovendo le viti da due connessioni i carichi ammissibili ed a rottura si dimezzano.

Dalla figura 26b si evidenzia la diminuzione della forza di scorrimento del sistema (17 kN contro 29 kN della seconda prova), dovuta in parte alla rimozione della forza d'attrito di due connessioni e in parte alla diminuzione del serraggio delle viti delle connessioni rimanenti, causato dalle deformazioni residue del ciclo precedente.

La forza massima trasmessa, risultata pari a 164 kN, non ha provocato danneggiamenti apprezzabili ai punti di ancoraggio. Si è tuttavia manifestata una diminuzione della coppia di serraggio sulle viti, causata dalle deformazioni plastiche del gambo della vite e dei labbri del profilo di ancoraggio.

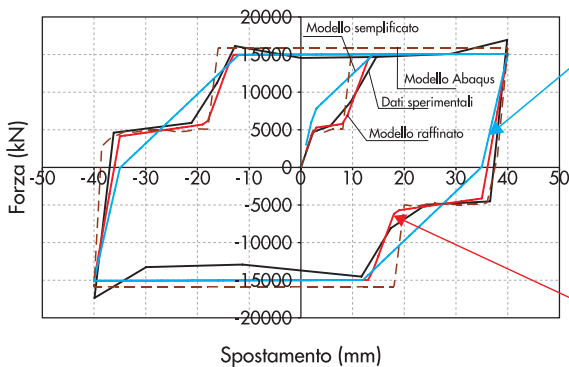
### 5.2.3 Confronto con i risultati sperimentali sui componenti

Come per le prove effettuate in laboratorio, vengono ora ricavate le quantità significative della risposta del sistema. Dal comportamento ciclico forza-spostamento (prova 1), viene ricavato lo smorzamento viscoso equivalente estrapolando l'area elastica e l'area plastica; l'effetto dello smorzamento viscoso equivalente risulta essere:

$$A_{hy} = \sum \left[ \frac{(F_i + F_{i-1})}{2} (d_i - d_{i-1}) \right] = 4087 \text{ J}$$

$$A_{el} = \frac{F_{max} \cdot d_{max}}{2} = 824 \text{ J} \quad (2)$$

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{A_{hy}}{A_{el}} = 39\%$$



Nelle prove di laboratorio precedentemente descritte si era ottenuto uno smorzamento equivalente pari al 38%; il contributo offerto dalla rigidità effettiva in direzione orizzontale risulta pari a:

$$k_{eff} = \frac{F_{max} - F_{min}}{u_{max} - u_{min}} = \frac{49,88 - (-52,088)}{40,07 - (-39,53)} = 1290 \text{ kN/m} \quad (3)$$

Per avere un termine di confronto, la rigidità elastica di un pilastro a mensola in calcestruzzo Rck50, di sezione 60x60 cm e altezza pari a 8 m, risulta pari a:

$$k_{eff} = \frac{3EJ}{H^3} = \frac{3 \cdot 35 \cdot 10^9 \cdot 108 \cdot 10^{-3}}{8^3} = 2215 \text{ kN/m} \quad (4)$$

## 5.3 Modellazioni numeriche semplificate

### 5.3.1 Modellazione delle connessioni

Partendo dai dati sperimentali e servendosi dei risultati numerici ottenuti con un modello ad elementi finiti solidi per la modellazione dei componenti, viene estrapolata una curva che simuli il comportamento reale dell'isolatore; diverse tipologie di modellazione sono state provate per identificare quale si avvicinasse maggiormente al comportamento reale.

Come si può notare in Figura 27, c'è una buona corrispondenza in termini di area del ciclo, e quindi energia dissipata, con tutti i modelli studiati. Il modello più complesso (linea rossa) riesce addirittura a riprodurre il comportamento iniziale prima della dissipazione ed i tratti di scarico-carico. Dal momento che tutti i modelli hanno un

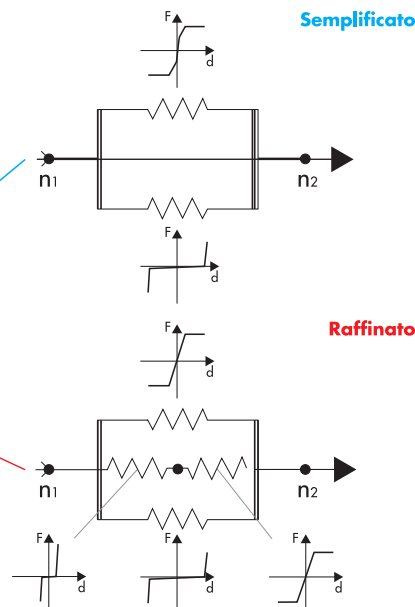


Figura 27  
Ciclo isteretico del dispositivo e modellazione delle connessioni.

buon comportamento, per non appesantire troppo le analisi che dovranno essere effettuate su edifici con molti isolatori, si è scelto di utilizzare il modello semplificato (linea azzurra).

La rappresentazione schematica del comportamento nella direzione dell'asse del tegolo è equivalente a quella di due molle in parallelo, come mostrato in Figura 27. Le proprietà da assegnare ai link nel programma ad elementi finiti si calcolano nel modo seguente:

- si calcola il carico verticale trasmesso dall'appoggio (solitamente  $\frac{1}{4}$  del peso del tegolo, delle finiture e della quota parte dei carichi variabili);
- si calcola la forza limite di scorrimento complessiva dell'isolatore, indicativamente pari al 10-15% del carico verticale trasmesso;
- si calcola la forza limite di scorrimento per attrito sul materiale polimerico, pari a circa il 4-5% del carico verticale e si ricava per sottrazione il pre-carico da assegnare alle viti (si divide per due la rimanente quota di carico e si divide per il coefficiente d'attrito dell'elemento dissipativo, pari al 15-18%). La coppia di serraggio verrà determinata in funzione del diametro delle viti,  $T_s = 0.2 N d$ ;
- si costruisce la curva trilineare assegnando ad uno spostamento di 2.5 mm (necessario per recuperare i giochi di montaggio) una forza corrispondente alla metà della forza di scorrimento totale, allo spostamento di 14 mm (la corsa a vuoto di 9 mm più tolleranze di montaggio e deformazioni elastiche) la forza totale di scorrimento ed allo spostamento di 48 mm la stessa forza;

- si assegna in parallelo una molla elastica bilineare, che trasmette una forza molto bassa (1-2% di quella massima per non avere problemi numerici) fino allo spostamento massimo di 48 mm, e quindi assume rigidità molto elevata (100 volte maggiore di quella iniziale della molla-isolatore);
- il comportamento della connessione in direzione verticale e trasversale all'asse dell'elemento viene infine considerato rigido.

Per verificare l'applicabilità del sistema di connessione dissipativo a strutture reali, sono state eseguite analisi numeriche su un pilastro modello e su di una struttura rappresentativa della produzione corrente.

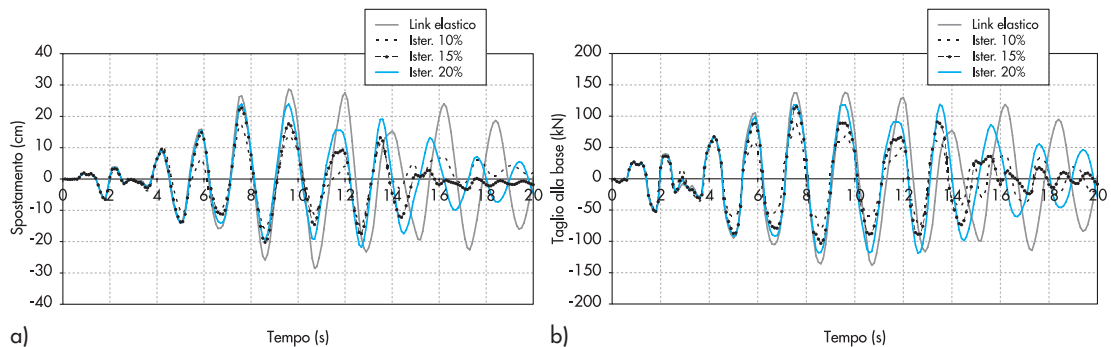
### 5.3.2 Analisi numeriche sul capannone tipo

Il pilastro isostatico di altezza pari a 11.3 m, sezione da 80x80 cm e carico concentrato in sommità pari a 590 kN, rappresentabile come un oscillatore ad un grado di libertà, è stato progettato secondo le indicazioni dell'Eurocodice 8, in classe di duttilità intermedia e alta, per un'accelerazione al progetto di 0.3 g (zona sismica 2, fattore di importanza 1.2) e terreno di categoria B. Le dimensioni della sezione sono state incrementate fino al rispetto del limite di 0.2 sull'indice di stabilità  $\theta$ . Il progetto dell'armatura longitudinale e a taglio è risultato governato dai valori minimi da normativa ( $\rho_l = 1\%$ ;  $\omega_{wd} = 12\%$ ). Il pilastro così progettato è stato sottoposto ad una serie di accelerogrammi spettro-compatibili, generati con il programma SIMQKE. Si è considerata la massa fissata in sommità oppure collegata ad attrito con diversi valori della forza di scorrimento.

Tabella 3 - Risultati delle analisi numeriche

Modello	Forza (kN)	Spostamento (cm)
Rigido	138.32	28.82
Scorr 10%	90.11	17.60
Scorr 15%	115.07	22.83
Scorr 20%	121.94	24.07
Scorr 25%	136.68	28.27

Figura 28  
Confronto tra  
connessione rigida e  
dissipativa:  
(a) spostamento e  
(b) taglio.





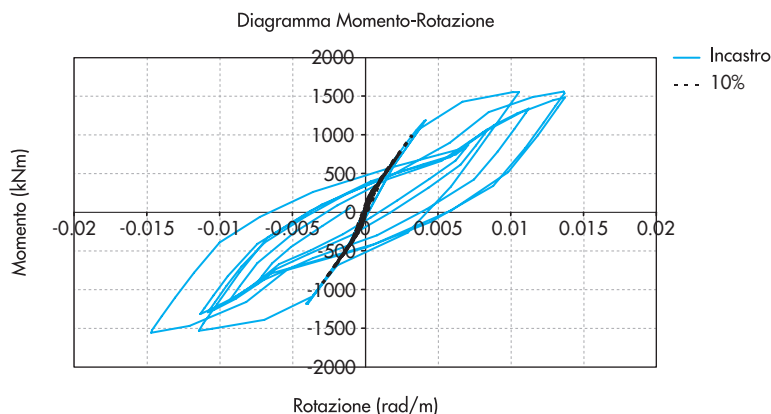


Figura 29  
Curva momento-rotazione  
alla base.

Dai risultati delle analisi si osserva una diminuzione degli spostamenti della massa in sommità e delle sollecitazioni al piede del pilastro per valori della forza di scorrimento del 10-15% (Figura 28). I risultati sono riportati in tabella 3. La differenza tra modello con vincolo rigido e modello con connessione dissipativa con forza di scorrimento del 10% è pari al 39% in termini di spostamento della massa in sommità e al 35% in termini di taglio alla base.

## 6. Conclusioni e sviluppi futuri

In questo articolo sono stati studiati il comportamento meccanico di una nuova tipologia di connessione dissipativa trave-tegolo per strutture prefabbricate e gli effetti della sua applicazione su di un pilastro rappresentativo di una struttura prefabbricata.

Il comportamento sperimentale della connessione è risultato stabile e vicino a quello teorico ipotizzato in sede progettuale, garantendo elevata duttilità e capacità dissipativa.

## Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato svolto dai primi due autori sotto la supervisione dei secondi due autori nell'ambito della loro tesi di Master in Ingegneria Sismica

## Bibliografia

- Bellotti D., Bolognini D., Nascimbene R. (2009) - *Response of Traditional RC Precast Structures under cyclic loading*, Environmental Semeiotics, 2(2), pp. 63-79, 2009.
- Calvi G.M., Bolognini D., Nascimbene R. (2006) - *Seismic design of precast RC structures: state of the art and construction practise in the Italian context*, The Second fib Congress 2006, Naples, Italy, 5-8 June 2006.
- Calvi G.M., Filippetto M., Bolognini D., Nascimbene R. (2007) - *Strutture prefabbricate in c.a. in zona sismica: stato della pratica costruttiva Italiana e prin-*

Un aspetto importante del comportamento del pilastro con connessione isteretica in sommità consiste nella risposta sostanzialmente elastica dell'elemento (come richiesto dalle norme tecniche per le costruzioni). Si riporta il diagramma momento-rotazione della sezione di base in Figura 29.

Per il pilastro con connessione dissipativa potrebbero quindi essere omessi i dettagli costruttivi imposti per le strutture antisismiche.

Gli effetti dell'utilizzo di una connessione dissipativa in luogo di una connessione rigida si traducono in un aumento dell'energia dissipata, a cui corrispondono la riduzione degli spostamenti e delle sollecitazioni indotte sui pilastri e in fondazione.

Sviluppi futuri potranno riguardare studi di applicabilità a diverse tipologie strutturali prefabbricate e la progettazione del collegamento di elementi trave con i pilastri.

presso la Rose School di Pavia. La ricerca sperimentale e numerica è stata finanziata da CSP Prefabbricati Spa e da Officine Meccaniche Maffioletti Srl a seguito del deposito di Brevetto industriale (NexFuse®).

- cipali problematiche di progettazione*, Ingegneria Sismica, N. 1 Gennaio-Marzo 2007, pp.41-56.
- Capozzi V., Magliulo G., Manfredi G., Fabbrocino G. (2009) - *Caratterizzazione meccanica delle connessioni trave-pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate*, Convegno ANIDIS 2009, Bologna.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) - *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley.
- Riva P., Belleri A., Torquati M. (2010) - *Progettazione di strutture prefabbricate monopiano*, Industrie Manufatti Cementizi, ASSOBETON, N. 16 2010, pp. 10-16.
- Riva P., Belleri A., Torquati M. (2011) - *Problematiche*

*progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate*, Industrie Manufatti Cementizi, ASSOBE-

TON, N. 18 2011, pp. 26-34.  
Toniolo G.D. (1998) - *Tecnica delle costruzioni*, Ristampa 1998, Masson editore, Distribuzione Zanichelli.