

EFFETTI NON LINEARI NELLA RESISTENZA SISMICA DI STRUTTURE PREFABBRICATE CON CONNESSIONI A SECCO

Alessandra Aprile (1), Andrea Benedetti (2), Federica Marani (2)
Dipartimento ENDIF, Via Saragat 1, Ferrara
Dipartimento DISTART, Viale Risorgimento 2, Bologna

ABSTRACT

Nella nota scientifica si presentano i risultati di una vasta campagna di analisi numeriche [1] e interpretazioni di prove sperimentali condotte in relazione alla ricerca RELUIS linea 2.9 svolta presso l'Università di Bologna. Lo studio analizza il comportamento di edifici industriali realizzati con unioni a secco che, soggetti a scuotimento sismico, rispondono in modo assai irregolare in conseguenza dei fattori di non linearità presenti nelle connessioni e negli elementi di completamento dell'ossatura principale. Con riferimento ad opportune leggi forza-spostamento non lineari messe a punto per i differenti tipi di connessione ed elemento strutturale, si mostra come una corretta previsione del tipo di comportamento locale consente di riprodurre fedelmente il comportamento dell'intero edificio sotto l'effetto di forze orizzontali. Dal confronto con i dati sperimentali [2], [3] si evince la buona affidabilità dei modelli di comportamento messi a punto e la loro potenziale predittività per il progetto di edifici industriali in zona sismica.

PAROLE CHIAVE

Edifici industriali, connessioni a secco, giochi di montaggio, modello non lineare, resistenza sismica

1 VULNERABILITA' SISMICA

1.1 Introduzione

Numerosi edifici atti ad ospitare attività industriali sono realizzati da circa mezzo secolo attraverso strutture prefabbricate; in questi ultimi decenni anche il settore terziario predilige questa soluzione strutturale per le sue attività. Gli aspetti che rendono le strutture prefabbricate preferibili a quelle realizzate in situ sono principalmente: tempi di realizzazione più certi, rapidità di montaggio delle componenti strutturali e non, ed altresì una forte riduzione dell'utilizzo di manodopera; l'impiego di risorse umane è infatti limitato alla movimentazione dei blocchi ed alla realizzazione delle connessioni tra gli elementi. I giunti sono realizzati mediante profili metallici o armature sporgenti dai pezzi unite attraverso piccoli getti di completamento. Si ritiene che, per queste costruzioni, l'elemento più incerto, da un punto di vista strutturale, sia proprio il grado di connessione raggiunto nelle unioni; ovvero la caratterizzazione delle stesse attraverso leggi forza-spostamento in cui si ben chiara l'eventuale dipendenza del grado di connessione rispetto all'intensità dell'azione applicata.

1.2 Risposta a sollecitazione sismica

Le tecniche costruttive tipiche della prefabbricazione rendono questi edifici non assimilabili a priori a strutture realizzate in opera; sotto azioni orizzontali di entità eccezionale, quali quelle indotte dal sisma, la risposta globale è fortemente influenzata da quella delle connessioni. Sistemi a telaio monopiano prefabbricati realmente costruiti, interessati da evento sismico, hanno mostrato risposte soddisfacenti ogni qual volta non si siano verificati collassi parziali indotti dalla crisi dei collegamenti tra i pezzi. Risulta quindi interessante indagare su quali siano le reali potenzialità di questi sistemi strutturali.

1.3 Oggetto dell'analisi

Il presente lavoro tratta la definizione della risposta sismica di edifici prefabbricati monopiano con struttura a telaio, copertura piana realizzata con tegoli "pi-greco" e tamponamenti laterali. In particolare lo studio si articola in tre fasi quali: l'analisi parametrica della risposta al sisma in funzione del grado di vincolo tra i pezzi, la definizione di leggi forza spostamento delle

connessioni confermate da risultati sperimentali, ed infine la costruzione della curva di push over dedotta da analisi fem eseguita su un modello che riproduce una struttura reale testata in laboratorio; la curva di capacità così ottenuta è confrontata con i risultati sperimentali disponibili per la stessa in letteratura.

2 ANALISI PARAMETRICA

2.1 Descrizione dei modelli

I modelli realizzati nella campagna di studio [1] ricalcano le caratteristiche di una struttura reale di media grandezza; dimensioni degli elementi e interassi tra i telai sono dedotti attraverso tabulati messi a disposizione dalla ditta GED di Cesena. La struttura scelta per l'analisi ha pianta quadrata 30x30m definita disponendo ad un interasse di 15m tre telai a tre campate con:

- Pilastrini aventi sezione 60x60 cm² e altezza 890 cm
- Travi di bordo a L; dimensioni in fig. 1
- Trave centrale a T rovescio; dimensioni in fig. 1
- Tegoli di copertura TT; dimensioni in fig. 1

Ogni componente è stato modellato utilizzando elementi tipo trave a due nodi; questa scelta consente di poter modificare rapidamente la natura dei vincoli di connessione tra i pezzi. Fermo restando che al nodo di base delle colonne viene sempre simulato un incastro, la campagna d'indagine vuole valutare come varia la risposta strutturale qualora:

- tra le travi e pilastrini vi sia perfetta continuità strutturale od una connessione a cerniera ideale,
- tra i tegoli e le travi vi sia perfetta continuità strutturale od una connessione a cerniera ideale.

Agendo sui parametri d'interesse si sono definiti tre diversi modelli:

- Modello "A": telai con continuità strutturale nei nodi trave colonna e tegoli incernierati alle travi.
- Modello "B": telai con travi incernierate alle colonne e tegoli incernierati alle travi.
- Modello "C": telaio centrale con travi incernierate alle colonne, telai laterali con continuità strutturale dei nodi trave colonna e altresì continuità strutturale nei nodi di connessione tegolo trave.

Su ognuno di essi è stata eseguita un'analisi di tipo "response spectrum" assumendo un coefficiente di struttura q pari ad 1,5; la combinazione degli effetti indotti dai modi significativi è ottenuta attraverso combinazione quadratica. Data la natura dell'analisi, la discussione dei risultati verterà principalmente sull'individuazione dei meccanismi resistenti mobilitati nei vari casi; il semplice confronto dei valori numerici di sollecitazione (conseguentemente di deformazione) non è significativo poiché le strutture sono dotate di pari massa ma di rigidezze differenti e quindi sollecitate da forzanti di intensità ogni volta variabile. In fig. 2 sono rappresentati: la pianta dell'edificio ed il sistema di riferimento cartesiano utilizzato; con riferimento agli allineamenti dei pilastrini indicati nella medesima figura si riportano, in tabella 1, i pesi che si scaricano sui vari allineamenti espressi in funzione del peso P di un singolo settore di coperto. Le masse, opportunamente trasformate attraverso l'accelerazione efficace agente alla quota del coperto, costituiscono la sollecitazione sismica assorbita dai telai. Gli effetti di detta sollecitazione vengono rappresentati in termini di spostamento in sommità dei singoli allineamenti; i risultati sono riportati in tabella 1.

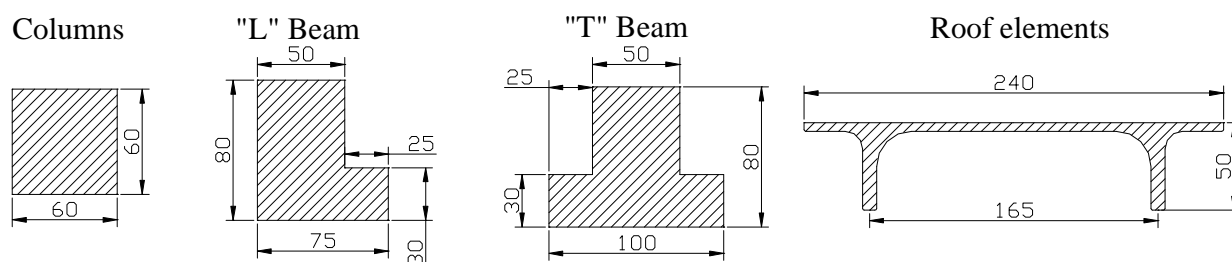


Fig. 1: sezioni trasversali elementi strutturali

2.2 Discussione risultati

Modello	Sisma x				Sisma y			
	Masse		Spostamenti [cm]		Masse		Spostamenti [cm]	
“A”	mS1	1.58P	uS1	2.65	m1	2.61P	u1	2.65
	mS2	3.16P	uS2	2.66	m2	4.29P	u2	2.67
	mS2/mS1	2	uS2/uS1	1	m2/m1	1.65	u2/u1	1.01
“B”	mS1	1.58P	uS1	2	m1	2.61P	u1	1.75
	mS2	3.16P	uS2	3	m2	4.29P	u2	3.75
	mS2/mS1	2	uS2/uS1	1.5	m2/m1	1.65	u2/u1	2.14
“C”	mS1	1,58P	uS1	2.50	m1	2.61P	u1	2.54
	mS2	3,16P	uS2	2.50	m2	4.29P	u2	2.57
	mS2/mS1	2	uS2/uS1	1	m2/m1	1.65	u2/u1	1.01

tab. 1: pesi su allineamenti e spostamenti pilastro sisma x e y

La struttura “A” mostra spostamenti in sommità delle pilastre molto simili in entrambe le direzioni. La traslazione è omogenea a dispetto di masse sui telai, quindi di forzanti sismiche, molto differenti. La risposta è governata dall’elevata rigidità dei telai continui, mentre la rigidità del coperto diventa un aspetto secondario; per indagare sull’efficienza fornita dal diaframma in sommità è necessario analizzare telai più deformabili con travi incernierate alle colonne, ovvero l’edificio “B”. La struttura “B” mostra che i tegoli, incernierati alle travi, riescono a contenere lo spostamento dei telai interni più sollecitati, quando sono attivati in direzione parallela alle loro nervature (sisma x). L’evento sismico in y evidenzia invece la completa inefficienza del diaframma nel caso in cui i pannelli di copertura possano liberamente ruotare rispetto alle travi. A fronte di un rapporto tra le masse dei telai di 1.65 lo spostamento delle pilastre centrali rispetto alle laterali è più che raddoppiato.

La struttura “C” mette ancora più in evidenza l’importanza della continuità strutturale tra tegoli e travi. Essa infatti ha telai di bordo continui e telaio centrale con connessioni a cerniera tra travi e pilastri; il portale più sollecitato è anche il meno rigido. In caso di sisma parallelo all’orditura del coperto (sisma x), l’elevata rigidità assiale dei pannelli pi-greco abbinata alla continuità strutturale dei portali 1 e 3, rende il sistema “C” paragonabile al sistema “A”; le traslazioni sono meno elevate in virtù di periodi propri di vibrare di “C” maggiori rispetto ad “A”: effetto indotto dal telaio incernierato filo 2. Per sisma agente in y la continuità strutturale imposta nelle connessioni tegoli-trave contrasta la rotazione relativa dei pannelli di copertura sui telai; grazie a questo meccanismo il portale incernierato filo 2 trasla quanto quelli di riva. In analogia al comportamento di quest’ultimo sistema, qualora ci si ponga nell’ottica di analizzare la risposta al sisma di strutture dotate di telai perimetrali tamponati tramite pannelli, sarà possibile ipotizzare che la ridotta deformabilità dei telai di riva concorra a contrastare gli spostamenti dei telai più interni solo quando il coperto potrà mobilitare un adeguato comportamento a diaframma.

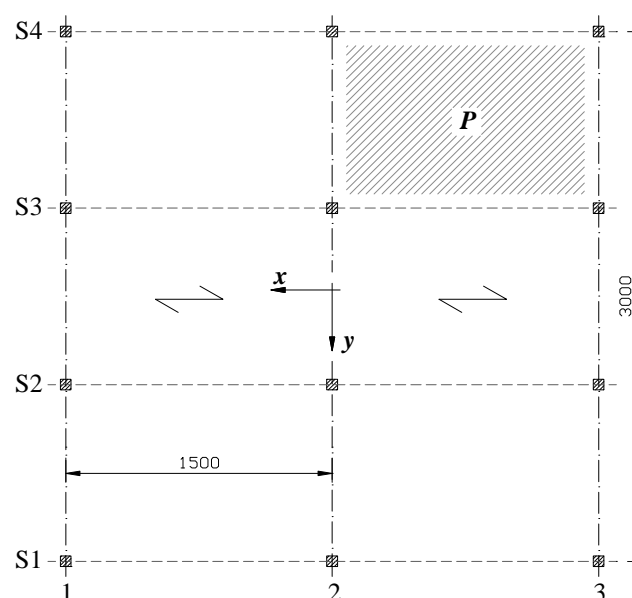


Fig. 2: pianta edificio

3 EVIDENZE SPERIMENTALI

3.1 Struttura industriale prefabbricata di riferimento

Presso il laboratorio ELSA del JRC, è stata eseguita una prova quasi statica, ciclica, in controllo di spostamento su di un edificio industriale prefabbricato monopiano costituito da elementi in scala 1:1. Il test è stato condotto nell'ambito del progetto "Growth project precast structure EC8" curato da un ampio gruppo di ricerca, i cui risultati sono stati pubblicati in occasione del convegno f.i.b. 2006 svoltosi a Napoli [2], [3], [4]. L'accurato monitoraggio della struttura durante i test ha fornito una consistente mole di informazioni sia sul comportamento globale che sul comportamento delle connessioni. Detta costruzione è stata scelta come struttura di riferimento. In figura 3 sono riportate le viste in pianta e prospetto dell'edificio:

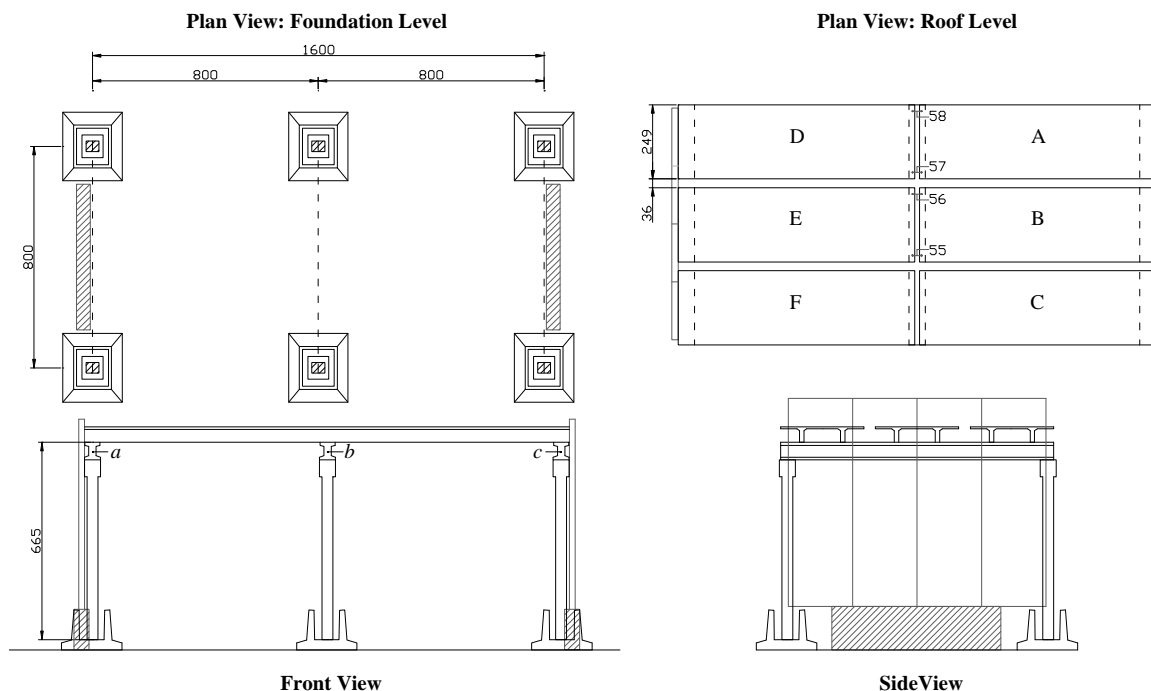


Fig. 3: piante e prospetti struttura test di riferimento

Il prototipo mostrato in figura 3 ha pianta rettangolare di 8x16 m; in direzione trasversale si ha una sola campata di luce pari a 8m mentre lo sviluppo longitudinale è ripartito in due campate da 8mt ciascuna. Le travate sono presenti unicamente nella direzione necessaria alla realizzazione dell'appoggio dei tegoli; i setti di tamponamento, visibili nel prospetto laterale, sono semplicemente accostati alla struttura per impedire, durante la prova, spostamenti dei telai in direzione ortogonale alla sollecitazione sismica.

Le dimensioni di colonne, travi e tegoli sono riportate in figura 4:

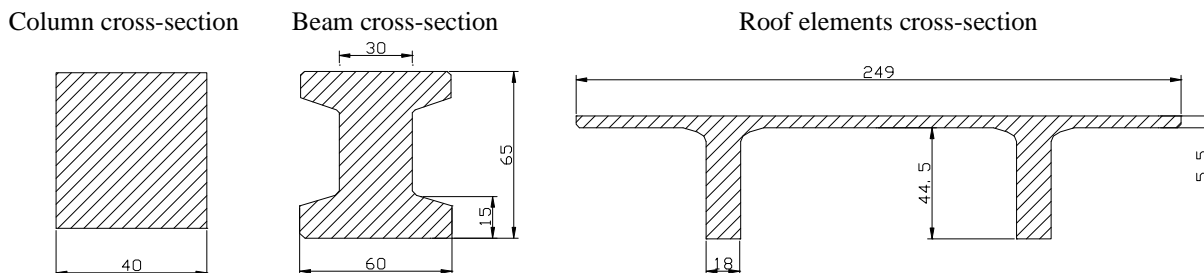


Fig. 4: dimensioni di: colonne, travi e pannelli di copertura

Per quanto riguarda i materiali utilizzati: travi e tegoli sono stati realizzati in calcestruzzo classe C45 mentre le colonne in calcestruzzo classe C40. Per le armature è stato impiegato un acciaio tipo B500H. La struttura rispecchia fedelmente edifici reali poiché anche le connessioni tra gli elementi appartengono alle tipologie più usuali. Le unioni tegoli-travi sono costituite da quattro angolari metallici posti agli spigoli dei pannelli di copertura; le travi sono incernierate ai pilastri attraverso una connessione che prevede l'impiego di uno spezzone metallico ed di un foglio di neoprene. Le colonne sono solidarizzate ai plinti "a pozzetto" grazie ad un getto di completamento con malta ad elevata resistenza e scarso ritiro. I collegamenti tra gli elementi sono rappresentati in figura 5.

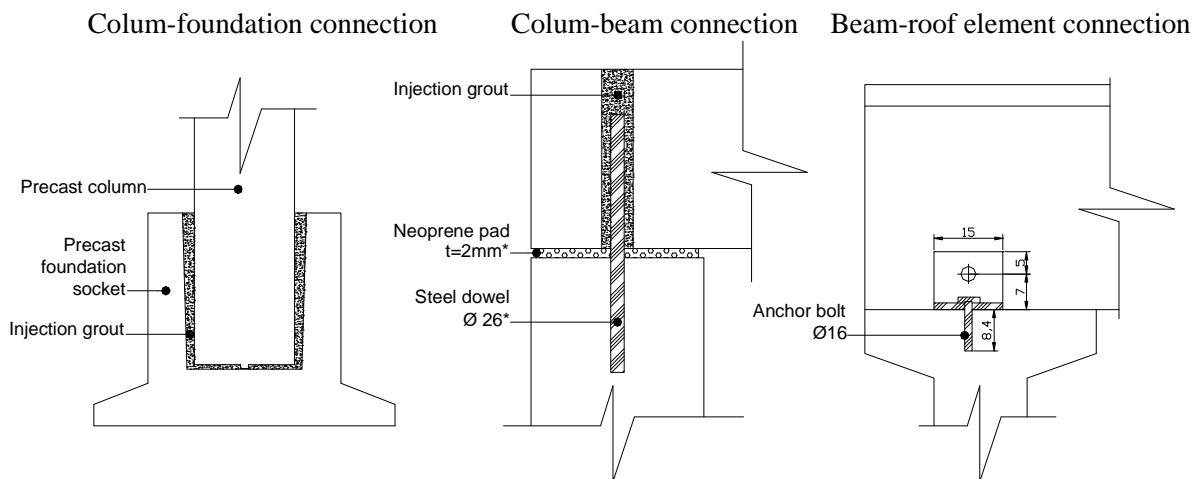


Fig. 5: connessioni realizzate tra gli elementi

3.2 Descrizione del test ed evidenze sperimentali

L'azione ciclica orizzontale è applicata in sommità della struttura attraverso due martinetti collegati ai pannelli di copertura di entrambe la campate in corrispondenza della mezzeria degli stessi; le forzanti sollecitano l'edificio in direzione parallela all'orditura dei telai.

Durante la sperimentazione sono stati misurati: spostamento in sommità dei tre telai, curvature alla base delle colonne, traslazioni relative tra gli elementi (tegoli-travi e travi pilastri).

Per uno spostamento in sommità del portale b pari a 28 cm, si raggiunge la capacità ultima della struttura a causa della piena plasticizzazione del medesimo telaio. A collasso le travi ed i tegoli non mostrano segni di danneggiamento e tutte le connessioni risultano perfettamente integre.

Lo spostamento ultimo è raggiunto attraverso vari step di carico. Si riportano in tabella 2 le traslazioni in sommità dei tre telai e l'intensità delle azioni dei martinetti necessarie per ottenerle (si veda la nomenclatura di fig. 3).

Step [-]	F_{jack} [kN]	u_b [mm]	u_c [mm]	u_b/u_c [-]
2°	55	88,0	72,5	1,213
3°	80	132,5	107,5	1,232
4°	100	175,0	140,0	1,250

tab. 2: spostamenti dei telai ed azioni dei martinetti

Il coperto trasferisce telaio centrale un'azione orizzontale doppia rispetto ai laterali; ciò nonostante lo spostamento del telaio filo b risulta amplificato al massimo di un 25% rispetto ai telai di riva. Essendo i tre portali identici, la ridotta deformabilità di b è ottenuta grazie all'attivazione a diaframma del coperto. Traslazioni relative tra i portali sono comunque possibili a causa della parziale rotazione nel piano orizzontale dei tegoli rispetto alle travi. A dimostrazione dello spostamento dei pannelli rispetto alle travi vengono riportate, in figura 6, le traslazioni in direzione ortogonale all'azione sismica dei loro spigoli presi a coppie come indicato in fig. 3.

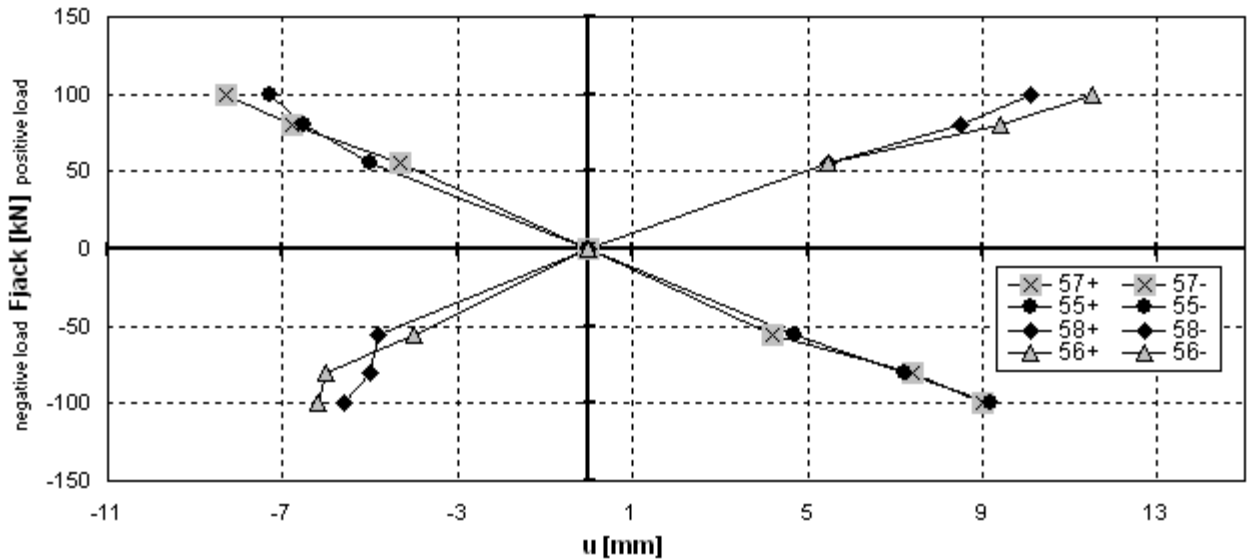


Fig. 6: allontamenti avvicinamenti spigoli coppie A-D & B-E

In riferimento alle medesime posizioni, gli spigoli delle coppie AD e BE mostrano percorsi coincidenti in cui la fase di allontanamento è molto simile a quella di avvicinamento. Le curve carico-spostamento evidenziano un irrigidimento del sistema per un'azione applicata dal singolo martinetto $F_{jack} = 50$ kN.

4 LEGGI FORZA SPOSTAMENTO PER LE CONNESSIONI

In questa sezione sono illustrati i criteri attraverso i quali si è giunti ad una definizione di leggi forza spostamento per le connessioni: tegolo-trave, trave-piastrino e pilastro-fondazione.

4.1 Connessioni tegolo-trave

In copertura ogni martinetto induce un'azione orizzontale pari al 50% della forza complessiva S :

$$S = 2 \cdot F_{jack} \quad (1)$$

ogni tegolo quindi trasferisce a ciascuna delle travi su cui si appoggia un'azione pari a:

$$V = S/2n \quad (2)$$

con $n = n^\circ$ di pannelli di copertura = 6.

Al telaio centrale è pertanto applicata un'azione orizzontale pari a $S/2$ mentre i telai di riva sono sollecitati da un'azione pari a $S/4$. Il contenuto avanzamento della struttura centrale, vedi tab. 2, è ottenuto grazie al comportamento a diaframma mobilitato dal coperto che può essere schematizzato attraverso due coppie aventi intensità $X/2$. Ovvero i tegoli, simili a piastre rettangolari vincolate ai 4 spigoli, si oppongono alla rotazione rigida nel proprio piano, indotta dalla traslazione relativa dei telai, generando sul medesimo piano un momento di reazione. Per come sono conformati i pannelli di copertura ed è realizzata la loro connessione alle travate, è logico ipotizzare che questo momento sia prodotto dalle coppie \bar{X} , mobilitate lungo le nervature dei tegoli. Data la sollecitazione sismica S è quindi possibile calcolare direttamente la reazione \bar{X} , avendo imposto a priori la condizione di congruenza ovvero: $u_b = 1,25u_c \Rightarrow u_b = \frac{5}{4}u_c$.

Ipotizzando che ogni pannello di copertura fornisca il medesimo contributo resistente si ottiene:

$$\bar{X} = \frac{X}{n} \cdot I'_{\pi} \cdot \frac{1}{b} = \frac{S}{52} \cdot \frac{I'_{\pi}}{b} \quad (3)$$

con l'_{TT} = interasse tra le connessioni di una singola nervatura pari a 7,9 m e b = interasse tra le interfacce di connessione pari a 1,43m. Si veda anche figura 7.

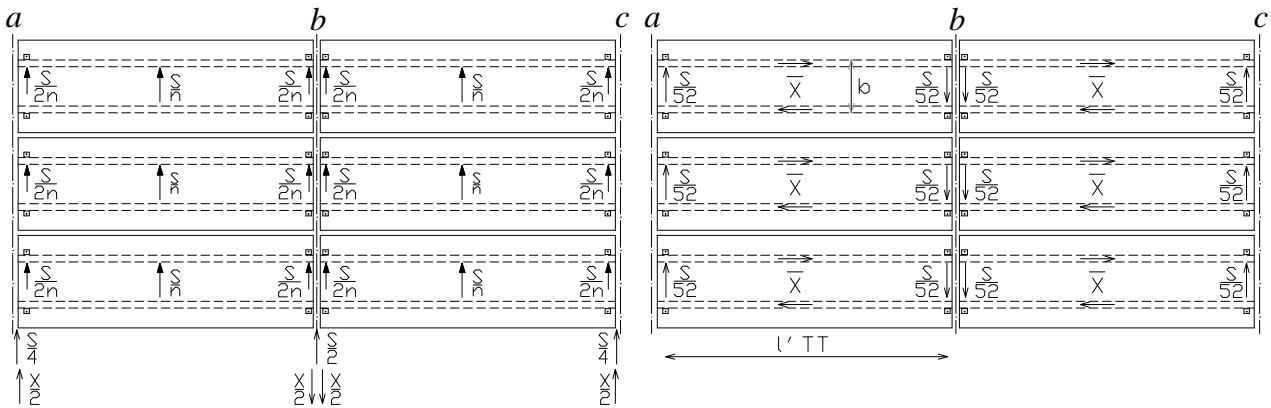


Fig. 7: azione diaframma che ripristina la congruenza, coppie equivalenti mobilitate lungo le nervature dei tegoli

Nell'analisi eseguita i pannelli pi-greco sono approssimati ad elementi infinitamente rigidi nel piano di sviluppo del coperto poiché dispongono di una soletta superiore dello spessore di 5,5 cm; caratteristica sufficiente a validare detta ipotesi. In virtù di questa approssimazione si ha che la traslazione relativa del telaio centrale rispetto ai laterali, denominata Δ , induce unicamente la rotazione rigida degli elementi di copertura con conseguente spostamento delle estremità nelle quali il singolo tegolo è vincolato alla travata sottostante. Lo spostamento orizzontale dei punti di connessione, denominato δ , attiva le unioni dei pannelli con le travi mobilitando una reazione che può essere espressa mediante la legge generale $\vec{F} = k \cdot \vec{\delta}$. Si veda figura 8.

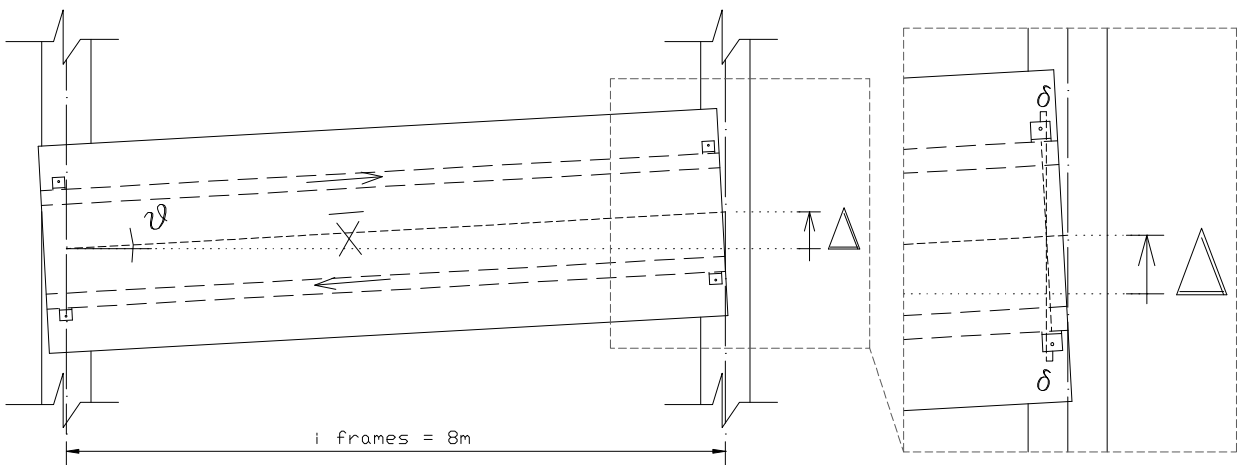


Fig. 8: rotazione rigida dei pannelli indotta dalla traslazione relativa dei telai

Se si considera che per $S = 200\text{kN}$ (azione sismica di collasso) si ha $\Delta_{\max} = 35\text{mm}$, l'angolo ϑ può essere calcolato come:

$$\tan \vartheta = \frac{\Delta}{i_{\text{frames}}} = \frac{35\text{mm}}{80\text{mm}} \Rightarrow \vartheta = 0,2507^\circ \quad (4)$$

ϑ è piccolo, pertanto l'azione \vec{X} , rappresentata in figura 8: ha direzione sostanzialmente ortogonale all'azione sismica, è parallela allo spostamento $\vec{\delta}$ ed agisce in verso opposto allo spostamento

indotto. In virtù delle considerazioni eseguite si può quindi esplicitare una formulazione che lega l'intensità dell'azione \bar{X} alla rigidezza delle connessioni tegoli travi:

$$\bar{X} = -2 \cdot k_{conn}^{\perp} \cdot \bar{\delta} = -2 \cdot k_{conn}^{\perp} \cdot \frac{b}{2} \cdot \sin \vartheta \quad (5)$$

con k_{conn}^{\perp} = rigidezza della connessione in direzione ortogonale a quella d'azione del sisma.

Sostituendo nella (5) l'espressione di ϑ fornita dalla (4), ricordando altresì che ϑ è un angolo piccolo, e richiamando la (3) che lega l'azione \bar{X} a X , si ottiene la seguente espressione che mette in relazione la reazione del coperto X e la rigidezza delle connessioni:

$$X = -n \cdot \bar{X} \cdot \frac{b}{l'_{TT}} = -n \cdot k_{conn}^{\perp} \cdot \frac{b^2}{l'_{TT}} \cdot \sin \vartheta = -n \cdot k_{conn}^{\perp} \cdot \frac{b^2}{l'_{TT}} \cdot \frac{\Delta}{i_{frames}} \quad (6)$$

Definita l'azione X attraverso (6) è possibile esprimere Δ come:

$$\Delta = u_b - u_c = \left[\left(\frac{S}{2} - X \right) \cdot \frac{1}{K_{t,b}} \right] - \left[\left(\frac{S}{4} + \frac{X}{2} \right) \cdot \frac{1}{K_{t,c}} \right] \quad (7)$$

Con $K_{t,c} = K_{t,b}$ rigidezze alla traslazione dei portali b e c ; essendo uguali a seguire verranno indicate semplicemente come K_{frames} .

Detto $\beta = \frac{b^2}{l'_{TT}} \cdot \frac{1}{i_{frames}}$, utilizzando le espressioni (6) e (7), la rigidezza delle connessioni k_{conn}^{\perp} vale:

$$k_{conn}^{\perp} = \frac{1}{6 \cdot n \cdot \beta} \left(4 \cdot K_{frames} - \frac{S}{\Delta} \right) \quad (8)$$

Utilizzando le misurazioni degli spostamenti dei telai, eseguite durante i test, si procede alla stima della rigidezza k_{conn}^{\perp} . In primo luogo si calcola la rigidezza alla traslazione offerta dai singoli telai ipotizzando che le travi siano incernierate ai pilastri e che le colonne raggiungano l'incastro ad una profondità pari ad 1/3 dell'altezza del bicchiere del pozzetto di fondazione; assegnato il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo come $E_{cm} = 35 \text{ GPa} = 35 \cdot 10^3 \text{ MPa}$, la rigidezza del portale vale quindi:

$$K_{telaio} = 2 \cdot \frac{3 \cdot E_{cm} J_{col}}{h_{col}^3} = 2 \cdot \frac{3 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 2,1333 \cdot 10^9}{5330^3} = 2958,67 \cdot 10^3 \text{ N/m} \quad (9)$$

Utilizzando l'espressione (8) si riportano, in tab. 3, i valori di rigidezza k_{conn}^{\perp} :

F_{jack} [kN]	S [kN]	Δ [mm]	k_{conn}^{\perp} [N/m]
55	110	15,5	4,07e6
80	160	25,0	4,67e6
100	200	35,0	5,25e6

tab. 3: rigidezza delle connessioni travi tegoli calcolate a ritroso

Incrementando l'azione imposta dai martinetti la rigidezza della connessione k_{conn}^{\perp} aumenta del 20%, fenomeno questo in accordo con quanto mostrato nel grafico di figura 6.

Dedotto dall'evidenza sperimentale il valore della rigidità mobilitata dalle connessioni ai vari step di carico si procede alla definizione di un modello della connessione in grado di fornire i valori calcolati a ritroso. Il sistema di collegamento degli elementi di copertura alle travi è costituito da un angolare metallico vincolato alla trave mediante tassello $\varnothing 16\text{mm}$ ed alla nervatura del pannello pi-greco mediante barra passante $\varnothing 24\text{mm}$. I fori sull'angolare che consentono il passaggio dei bulloni sono caratterizzati dai normali giochi di accoppiamento previsti dalla istruzioni CNR [5]; per ragioni costruttive il foro passante presente sulla nervatura del tegolo è realizzato durante la fase di getto attraverso la disposizione nel cassero di un piccolo tubo in plastica. In figura 9 si riportano le caratteristiche dell'unione, mentre in figura 10 sono rappresentati in dettaglio i gap presenti tra i vari elementi.

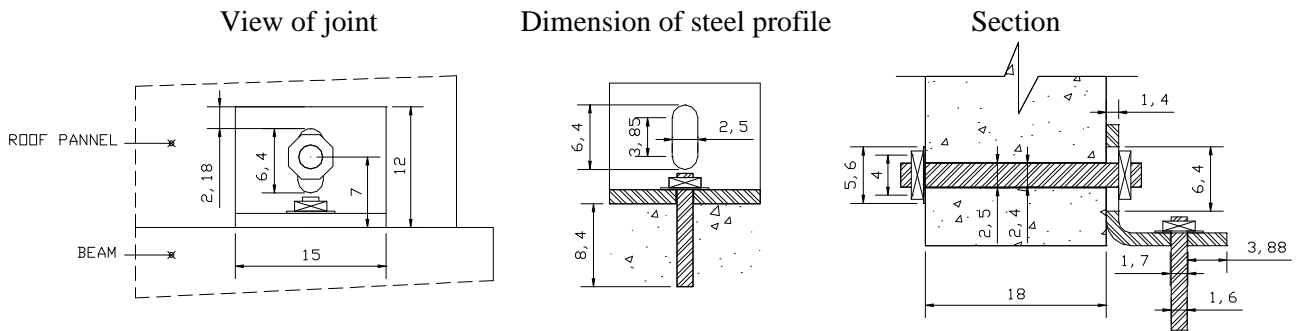


Fig. 9: dettaglio connessione tegolo trave

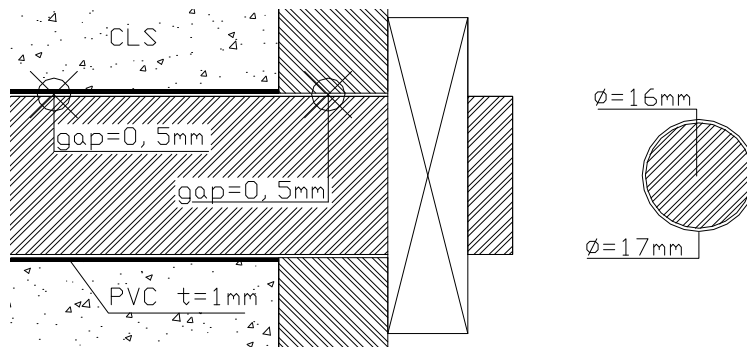


Fig. 10: dettaglio dei gap tra gli elementi costituenti la connessione

Se la mobilitazione a diaframma del coperto dipende dall'attivazione delle connessioni tegolo-trave in direzione ortogonale al sisma, necessariamente tutti gli elementi resistenti che compongono l'unione dovranno essere a contatto tra loro. Esisterà quindi uno spostamento iniziale pressochè orizzontale δ^* pari alla somma di tutti i gap da colmare tra i pezzi che dette connessioni dovranno subire per potersi mobilitare:

$$\delta^* = \frac{1}{2}\Delta\Phi_{L,B} + \frac{1}{2}\Delta\Phi_{CLS,B} + \frac{1}{2}\Delta\Phi_{L,A} = 0,5 + 0,5 + 0,5 = 1,5\text{mm} \quad (10)$$

Con: $\Delta\Phi_{L,B} = 1\text{mm}$ gioco foro sull'angolare-bullone passante $\Phi 24$, $\Delta\Phi_{CLS,B} = 1\text{mm}$ gioco foro sulla nervatura del tegolo-bullone passante $\Phi 24$, $\Delta\Phi_{L,A} = 1\text{mm}$ gioco foro sull'angolare-tassello $\Phi 16\text{mm}$ di fissaggio alla trave.

Lo spostamento δ è legato alla traslazione relativa dei telai Δ dalla relazione:

$$\delta = \frac{b}{2} \cdot \frac{\Delta}{i_{frames}} \quad (11)$$

Ipotizzando in questa fase dell'analisi di trascurare gli attriti che si attivano a causa dei serraggi, si procede sostituendo nella (11) il valore di δ^* calcolato nella (10); così facendo si ottiene la traslazione relativa dei telai che innesca il meccanismo resistente della connessione per spostamenti ortogonali alla direzione del sisma: $\Delta^* = 16,78 \text{ mm}$. Fino a questo valore di spostamento relativo dei telai, i portali traslano tra loro, per effetto dell'azione S , in modo indipendente senza risentire dell'effetto del coperto; è quindi possibile definire la seguente relazione:

$$\Delta^* = \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{K_{t,b}} - \frac{S}{4} \cdot \frac{1}{K_{t,c}} \Rightarrow 16,78 \text{ mm} = \frac{1}{2} S \cdot \frac{1}{2958,67 \cdot 10^3} \Rightarrow S = 99,29 \text{ kN} \quad (12)$$

Per un'azione $F_{jack} = \frac{S}{2} = 55 \text{ kN}$ si ha l'attivazione della connessione; il dato calcolato risulta essere in accordo con le evidenze emerse dai test; si veda a tal proposito il diagramma di figura 6. La legge in grado di rappresentare il recupero del gap complessivo è quindi ottenuta:

- Inserendo come gap aggiuntivo la riduzione di spessore dal tubo in pvc presente sulla nervatura del tegolo; si ipotizza che lo spessore si possa ridurre di un 25% pertanto: $gap_{pvc} = (1/4) \cdot t_{pvc} = (1/4) \cdot 1 = 0,25 \text{ mm}$
- simulando il contributo dell'attrito imponendo che il gap complessivo, ora pari a 1,75 mm, sia colmato solo in corrispondenza di un'azione $F_{jack} = 100 \text{ kN}$; valore doppio rispetto a quello stimato per la stessa azione trascurando l'attrito.

Essendo difficoltoso fornire una stima adeguata della reazione derivante dai fenomeni irreversibili locali essa viene simulata attribuendo al meccanismo di chiusura dei giochi foro bullone un andamento come indicato in figura 11, in cui si riporta in ordinata la reazione di ogni singola connessione $\bar{X}/2$ (legata all'azione S dalla (3)) ed in ascissa il gap recuperato. La legge segue un andamento parabolico con origine in zero e coefficiente $a = \frac{y}{x^2} = \frac{10624 \text{ N}}{1,75^2 \text{ mm}^2} = 3469 \text{ N/mm}^2$

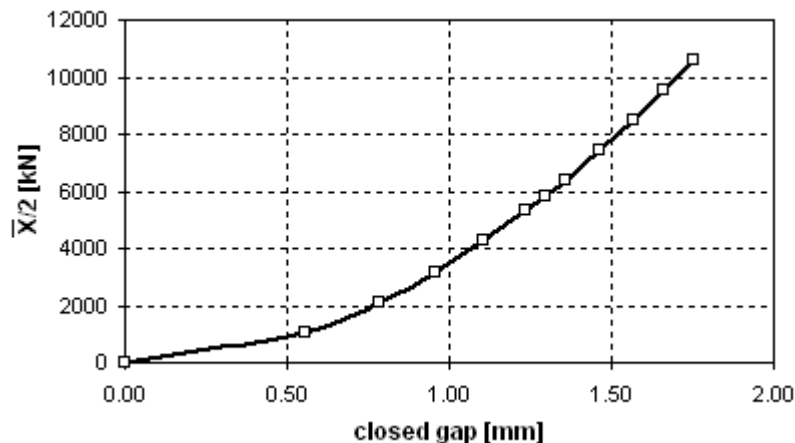


Fig. 11: legge di chiusura dei gap

Gli spostamenti così definiti per un corrispondente valore di reazione mobilitato dalla connessione, andranno quindi computati nel calcolo della rigidità complessiva del collegamento.

Osservando la figura 12 è possibile notare che l'unico punto fisso del collegamento del tegolo sulla trave è fornito dal tassello $\Phi 16$. L'eccentricità e_1 tra l'interfaccia di connessione tegolo-angolare ed il tassello genera un momento equilibrato dalla mobilitazione della coppia C avente braccio e_2 ; l'angolare quindi si attiva anche in torsione.

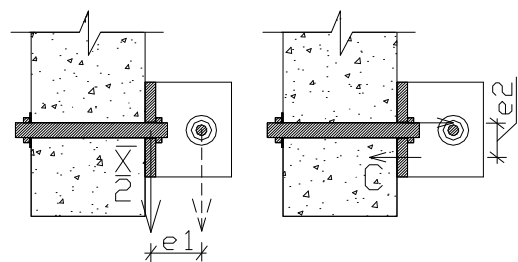


Fig. 12: schema di attivazione della connessione

Per definire la rigidezza del sistema in direzione parallela all'azione $\bar{X}/2$, è stato realizzato un modello FEM dell'angolare:

- in grado di valutare l'eventuale non linearità del materiale,
- in cui i nodi presenti sui fori del pezzo sono debitamente vincolati per simulare la presenza dei dadi e dei bulloni,
- in cui il supporto fornito dal tegolo è stato simulato attraverso molle con rigidezza coincidente con quella della nervatura valutata separatamente attraverso un modello plate&shell del pannello di copertura.

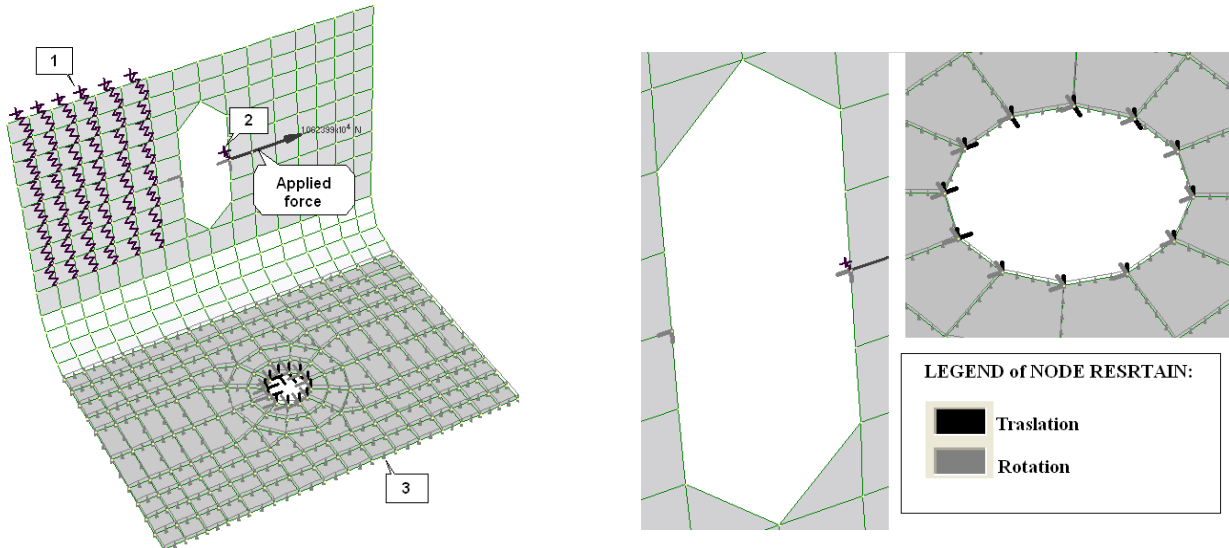


Fig. 13: modello FEM angolare metallico, zoom sistema di vincolo bordo fori angolare

In figura 13 sono indicati con **1** le molle rappresentanti la porzione di nevatura compressa, con il **2** la molla che definisce le rigidezze in serie di barra passante e nervatura ed infine con **3** il supporto all'angolare fornito dalla trave. L'analisi conferma che le due piastre costituenti il profilo sono mobilitate a flessione; inoltre si manifesta torsione attorno all'asse verticale del foro oblungo. L'elevata rigidezza del supporto fornito dal pannello TT consente di ottenere un risultato analogo a quello della modellazione utilizzando per l'angolare uno schema fortemente semplificato, mostrato in figura 14:

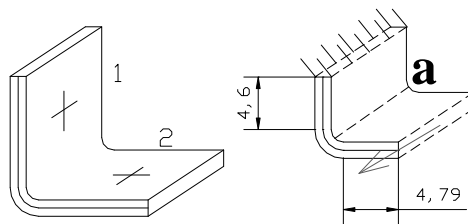


Fig. 14: modello semplificato del pannello

In questo modello del pezzo metallico è isolata la zona delimitata dai centri fori sulle piastre **1** e **2** di fig. 14. La traslazione complessiva in direzione della sollecitazione applicata è ottenuta come somma delle traslazioni indotte dal comportamento a mensola del settore di piastra **2** ipotizzato incastrato lungo la retta **a** e del settore di piastra **1** caricato lungo **a** e incastrato in sommità; a questi contributi va aggiunta l'ulteriore traslazione, concorde all'azione applicata, indotta all'estremo libero dalla torsione a cui è sottoposto il settore **1**.

Le analisi eseguite hanno evidenziato che l'angolare sottoposto al massimo valore dell'azione $\bar{X}/2$ rimane comunque in campo elastico, la rigidezza in direzione ortogonale all'azione sismica è quindi costante e pari a: $k_L^\perp = 5,20 \cdot 10^7$ N/m se valutata col modello semplificato e $k_L^\perp = 5,10 \cdot 10^7$ N/m se valutata col modello FEM. Considerando solo il contributo dell'angolare si perviene ad un valore di rigidezza superiore di un ordine di grandezza rispetto a quello stimato a ritroso per la connessione;

per questo motivo gli spostamenti consentiti dalla connessione in fase di recupero dei gap giocano un ruolo fondamentale nella definizione del comportamento del collegamento: essi infatti sono la causa del forte abbattimento del valore di rigidezza in direzione ortogonale all'azione sismica. Aspetti quali l'ovalizzazione del foro circolare, la deformazione a taglio della barra passante $\Phi 24$ e del tassello $\Phi 16$ inserito sulla trave, sono comunque valutati ma si sono rivelati ininfluenti. La barra passante, ipotizzata appoggiata alle due estremità è stata verificata a taglio e trazione mentre il connettore sulla trave è stato verificato attraverso la norma americana ACI [6]. Entrambe le analisi confermano la permanenza in campo elastico di detti elementi. In tabella 4 vengono riportate le traslazioni in direzione dell'azione $\bar{X}/2$ consentite dai vari elementi:

F_{jack} [kN]	$\bar{X}/2$ [kN]	u_L [mm]	$u_{\Phi 24}$ [mm]	$u_{\Phi 16}$ [mm]	$u_{\Phi 17}$ [mm]	u_{GAP} [mm]	k_{conn}^\perp [N/m]	k_{conn}^\perp sempl [N/m]	k_{conn}^\perp ' [N/m]
55	5,84	0,1143	0,0009	0,0341	0,0047	1,30	4,02E+06	4,14E+06	4,07e6
60	6,37	0,1247	0,001	0,0372	0,0051	1,36	4,18E+06	4,31E+06	-
70	7,43	0,1454	0,0012	0,0434	0,0059	1,46	4,48E+06	4,62E+06	-
80	8,50	0,1662	0,0013	0,0496	0,0068	1,57	4,75E+06	4,91E+06	4,67e6
90	9,56	0,187	0,0015	0,0557	0,0076	1,66	5,00E+06	5,18E+06	-
100	10,62	0,2078	0,0017	0,0619	0,0085	1,75	5,23E+06	5,43E+06	5,25e6

tab. 4: spostamenti consentiti dai vari elementi, definizione rigidezza connessione

Con: u_L = traslazione consentita dall'angolare, $u_{\Phi 24}$ = traslazione consentita a taglio dalla barra passante, $u_{\Phi 16}$ = traslazione consentita a taglio dal tassello, $u_{\Phi 17}$ = traslazione consentita dall'ovalizzazione del foro circolare $\Phi 17$, u_{GAP} = traslazione per recupero gap, k_{conn}^\perp = rigidezza mobilitata valutando tutti i contributi di spostamento, k_{conn}^\perp sempl = rigidezza mobilitata considerando i contributi deformativi di angolare e recupero gap ed infine k_{conn}^\perp ' = valore atteso, calcolato a ritroso (valori in tab.3).

Confrontando i risultati attesi con quelli forniti dall'analisi si riscontra una sostanziale coincidenza dei valori: considerando tutti i contributi deformativi l'errore massimo risulta pari a 1,8% ;nel caso di analisi semplificata esso comunque non supera il 5%. Per poter inserire nel modello FEM dell'intera struttura la connessione tegolo trave è necessario valutare anche il comportamento della medesima in direzione parallela all'azione sismica. Data la situazione di carico di fig. 15, i due angolari sono stati modellati attraverso diversi schemi statici in funzione della loro posizione rispetto al punto di applicazione dell'azione sismica. Si riportano i risultati in termini di rigidezza ottenuti applicando su ogni elemento un'azione pari a $S/2n$, con $S = 200$ kN, azione sismica di collasso: per la connessione tipo "A" la rigidezza $k_A^\parallel = 6,68 \cdot 10^9$ N/m mentre per la connessione "B" $k_B^\parallel = 8,60 \cdot 10^7$ N/m. L'angolare che segue il punto di applicazione dell'azione sismica ha una rigidezza maggiore di un ordine di grandezza rispetto al collegamento "B", pertanto è lecito ipotizzare che sia detta connessione ad assorbire per intero l'azione sismica, concedendo spostamenti comunque molto ridotti: aspetto in forte analogia con le misurazioni eseguite nei test.

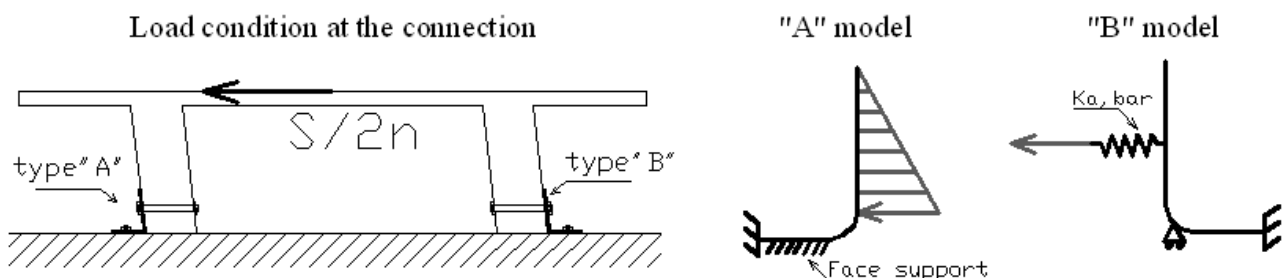


Fig. 15: schema di carico dei tegoli e modelli di comportamento delle connessioni

La squadretta metallica che compone la connessione tipo “A” essendo sollecitata, è quindi stata verificata attraverso modello FEM combinando, secondo il criterio di Von Mises, le tensioni indotte dall’azione sismica assorbita e quelle derivanti dalla sua attivazione in direzione ortogonale alla forzante applicata. La tensione ideale massima si misura in prossimità del foro centrale e vale 188MPa; pertanto l’angolare, in corrispondenza del collasso strutturale, rimane in campo elastico come del resto ogni altro componente della connessione tegolo-trave.

4.2 Connessioni travi pilastro

L’unione trave pilastro, caratteristiche descritte in figura 5, è del tipo comunemente denominato a cerniera. La curva di capacità dello spezzone metallico inserito all’interno del pilastro e della trave è dedotta utilizzando il modello di Collinet & alt. presentato al convegno fib 2006 [7].

In detto modello si ipotizza che la deformata dello spinotto mostri un punto di flesso in corrispondenza della mezzeria del tratto in cui esso è attorniato unicamente dal pad sintetico. In detto punto a momento nullo, la barra viene separata in due porzioni, denominate “lato trave” e “lato colonna”, in grado di scambiarsi mutuamente solo l’azione interna di taglio. Le due porzioni di connettore sono quindi analizzate distintamente utilizzando però lo stesso modello per definire la curva di capacità calcolata sfruttando l’analogia con un palo inserito all’interno di un materiale avente modello costitutivo alla Winkler. Incrementando l’intensità del taglio, il danneggiamento del calcestruzzo ed il progressivo snervamento della barra comportano la crisi del sistema, che avviene per formazione di una cerniera plastica all’interno dello spezzone metallico. Definite le proprietà medie di acciaio (spinotto), calcestruzzo lato colonna e malta di sigillatura lato trave, è possibile determinare la curva di capacità in termini di forza-spostamento dell’insieme biella-blocco di ancoraggio. Nel caso in esame si sono utilizzati per i moduli elastici di calcestruzzo e malta di sigillatura valori dimezzati al fine considerare il rapido degrado indotto dalla natura ciclica della sollecitazione. A causa delle diverse proprietà che caratterizzano malta di sigillatura e calcestruzzo lato colonna, per definire la curva complessiva di capacità dello spezzone metallico si sommano a pari valore di taglio assorbito gli spostamenti prodotti dalle due porzioni; La crisi del sistema è rappresentata dalla completa formazione della prima delle cerniere plastiche (in questo caso lato colonna). Nell’assorbimento dell’azione di taglio è altresì considerato il contributo resistente del pad in neoprene.

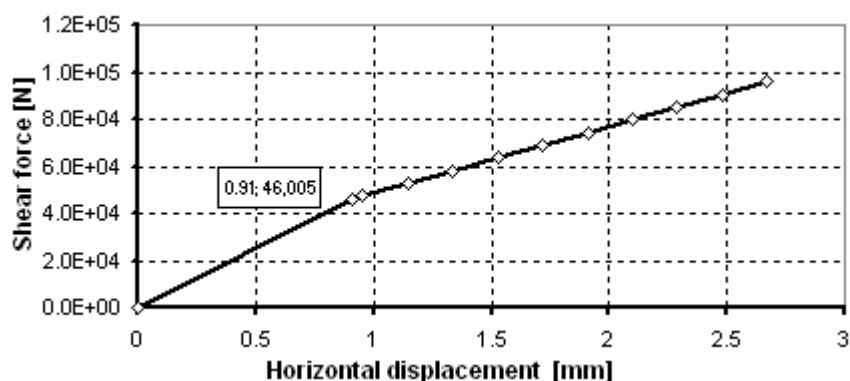


Fig. 16: legge taglio- spostamento per la connessione colonna-trave

l’uscita dal capo elastico della connessione avviene per un valore di taglio assorbito pari a 46kN.

Il modello valuta la capacità del sistema ipotizzando che le superfici di colonna e travi si mantengano tra loro parallele; numerose immagini relative alla deformazione di portali incernierati mostrano invece che le colonne tendono ad impuntarsi al di sotto delle travi; deformazione consentita dalla presenza del pad di neoprene, si veda fig. 17. Valutata la rigidità assiale della porzione di pad compresso secondo la CNR 10018 [8], l’elemento viene simulato nel modello fem attraverso tre molle in compressione aventi rigidità pari a un terzo di quella calcolata. Il risultato della modellazione è rappresentato in figura 18.

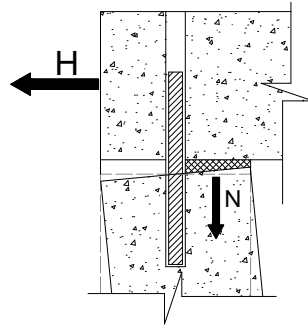
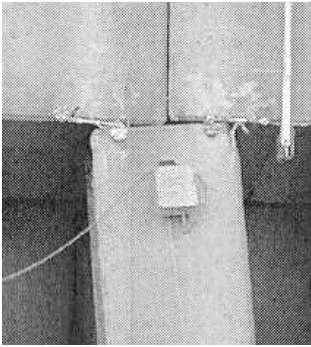


Fig. 17: deformata colonna, schematizzazione azioni

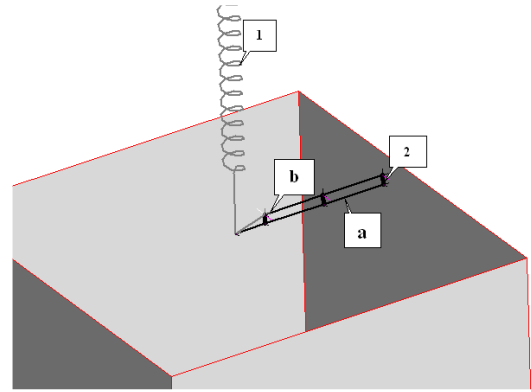


Fig. 18: modello connessione trave-colonna

In figura 18 si indica con: **1** l'elemento di connessione colonna trave caratterizzato dalla legge di fig. 16, **2** i contact point che rappresentano il pad compresso, **a** il tratto rigido rappresentante la superficie del pilastro e **b** la superficie della trave che pur seguendo gli spostamenti del pilastro rimane sempre orizzontale.

4.3 Connessione pilastro fondazione

L'efficienza della connessione è valutata in accordo con il modello presentato da Dimora, Negro e Pinto al 2° convegno F.I.B. del 2006 [9], [10], dedotto attraverso una vasta campagna di sperimentazione sul comportamento di nodi colonna-fondazione che gli autori hanno condotto su sistemi analoghi a quelli della struttura analizzata nel presente lavoro. La legge è in grado di definire un legame tra: forza d'attrito che si sviluppa all'interfaccia colonna malta di sigillatura, e deformazioni assiali delle facce del pilastro dimostrando che solo per deformazioni iniziali a compressione molto limitate, $\epsilon_0 < 0,000043$, si possono attivare scorrimenti tra malta e colonna; in questi casi pertanto l'incastro ideale fornito dal plinto si raggiunge ad $1/3$ dell'altezza del bicchiere. Essi inoltre concludono la trattazione dichiarando che dette connessioni rimangono sicuramente efficienti nel caso in cui la compressione nella malta sia inferiore a $0,4 f_{cu}$, con $f_{cu} = 40 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ resistenza del materiale. Per il caso in esame, in riferimento alle colonne centrali maggiormente sollecitate, si ha che la deformazione iniziale a compressione del pilastro vale $\epsilon_0 = 0,000039$; pertanto la luce libera d'inflexione della colonna è pari a:

$$h = h_{col} + \frac{1}{3}D = 500\text{cm} + \frac{1}{3}100\text{cm} = 533\text{cm} \quad (13)$$

5 ANALISI PUSH OVER

5.1 Modello FEM

In fig. 19 è riportata una vista solida del modello realizzato. Tutte le componenti strutturali sono create utilizzando elementi Lagrangiani a due nodi. La non linearità del materiale è applicata unicamente alle colonne attraverso l'assegnazione della legge momento curvatura agli elementi che le compongono [11]. Al nodo di base dei pilastri è imposto un vincolo di incastro perfetto; la connessione trave colonna è realizzata in accordo con quanto illustrato al punto 4.2, mentre la modellazione della connessione tegolo trave è mostrata in figura 20. In fig. 20 si osserva che i tegoli sono collegati alle travate mediante una connessione a cerniera (**1**); attraverso braccetti rigidi (**2**), vengono poi individuate le estremità dei pannelli in cui nella realtà si trovano le connessioni metalliche alle travate: in questi punti vengono quindi disposte molle (**3**) aventi unicamente rigidità assiale pari alla rigidità delle connessioni in direzione ortogonale al sisma k_{conn}^{\perp} , rigidità variabile in modulo come riportato in tabella 4.

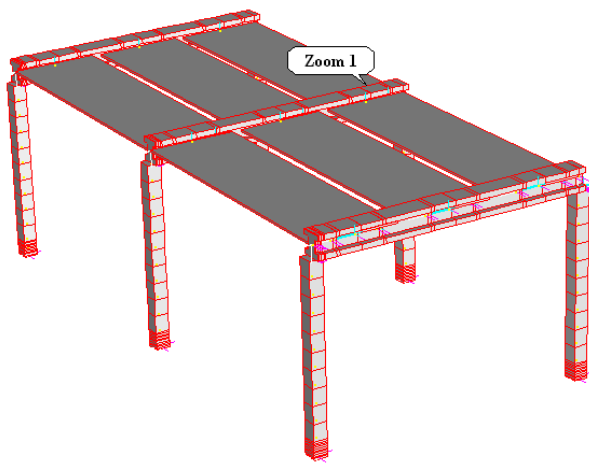


Fig. 19: vista solida modello FEM struttura

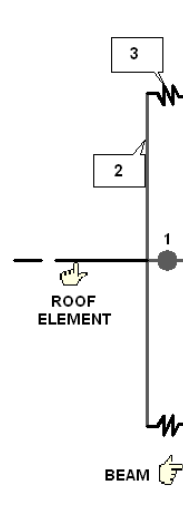


Fig. 20: zoom 1

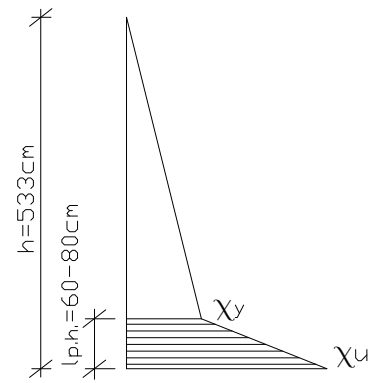


Fig. 21: curvature al collasso

Dai dati disponibili grazie alle rilevazioni dei test, si deduce che il collasso strutturale avviene per una distribuzione di curvature nelle colonne centrali analoga a quella di figura 21. A differenza di quanto usualmente ipotizzato per telai in c.a. realizzati in situ, nel tratto plasticizzato le curvature non sono costanti ma variabili. L'ampiezza della cerniera plastica è rilevante: dal monitoraggio infatti risulta essere compresa tra 1,5-2 volte la dimensione in pianta del pilastro ($l_{column} = 40\text{cm}$); valori superiori rispetto a quelli che si possono calcolare attraverso le relazioni fornite da Mattock o Sawyer. Le maggiori riserve plastiche dei pilastri sono ottenute grazie all'adeguata staffatura disposta in accordo alle più recenti disposizioni in materia fornite dagli Eurocodici. L'analisi push-over così eseguita termina nel momento in cui al piede delle colonne centrali si raggiunge un momento molto prossimo al momento ultimo; in corrispondenza di questo step di carico però l'ampiezza del tratto plasticizzato è ancora molto ridotta. L'analisi comunque fornisce tutti gli elementi per poter valutare, attraverso semplici relazioni, il valore di sollecitazione tale da indurre il collasso strutturale.

5.2 Effetti non lineari indotti dalle connessioni

L'analisi dei diagrammi riportati a seguire consente di comprendere l'importanza degli effetti non lineari colti attraverso un'adeguata modellazione delle connessioni. In figura 22 è riportato il rapporto tra i valori di azione tagliante assorbita dalle colonne centrali rispetto alle colonne laterali; inizialmente, a causa della mancata attivazione del coperto, il telaio centrale assorbe un tagliante notevolmente maggiore rispetto ai laterali. Dato l'andamento del rapporto fornito dall'analisi, per interpolazione lineare in avanti si ottiene il valore della forzante, applicata dal singolo martinetto, per la quale si ha la completa attivazione a diaframma perfetto: $F_{jack} = 90,74 \text{ kN} < F_{jack}^{collapse} = 102 \text{ kN}$.

Al termine dell'analisi Fem l'azione simulata del singolo martinetto è pari a $F_{jack} = 83,50 \text{ kN}$ ed il taglio assorbito da un singolo ritto centrale vale $H_{central} = 31,1 \text{ kN}$. In corrispondenza della redistribuzione degli sforzi $F_{jack} = 90,74 \text{ kN}$ il taglio assorbito dal sigolo pilastro è pari ad 1/6 dell'azione sismica $S = 2 \cdot F_{jack}$ applicata; pertanto: $H_{central} = 30,25 \text{ kN}$. L'attivazione a diaframma del coperto induce quindi ad un momentaneo scarico delle colonne centrali che arretreranno parzialmente per poi riprendere il percorso di carico; infatti l'azione sismica di collasso misurata durante i test vale $S_{collapse} = 204 \text{ kN}$ quindi il tagliante alla base delle colonne dovrà assumere il valore approssimativamente pari a $H_{column} = 34 \text{ kN}$ (trascurando gli effetti del 2° ordine).

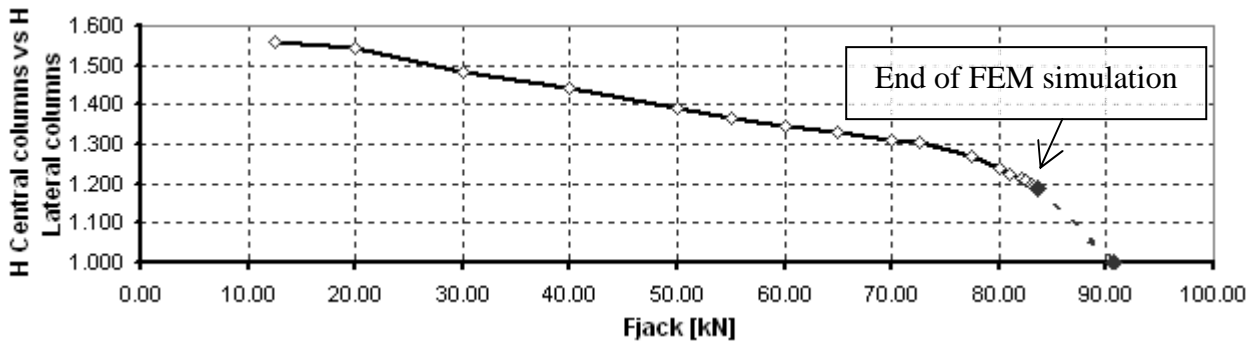


Fig. 22: Rapporto taglio assorbito dalle colonne centrali vs colonne laterali

Per quanto riguarda l'effetto dell'impuntamento, si è ritenuto opportuno ipotizzare che il dato utile fornito dall'analisi sia il valore di momento rilevabile alla base delle colonne; detto sollecitazione è denominata M^* e risulta essere sempre:

$$M^* < H_{column} \cdot h \quad (14)$$

con: H_{column} = azione tagliante assorbita dal pilastro, h = luce libera d'inflessione della colonna (13).

Ipotizzando che lo schema deformativo delle colonne segua comunque quello di un'asta incastrata alla base ed incernierata all'estremità, ad ogni quota z della colonna, il valore del momento è dedotto attraverso l'azione di taglio assorbita come:

$$M = H_{column} \cdot z \cdot \alpha \quad (15)$$

con

$$\alpha = \frac{M^*}{H_{column} \cdot h} \quad (16)$$

Si veda anche fig. 23. Definita la (15) è possibile individuare se ad una determinata quota $y = h - z$ si è raggiunto il momento di prima fessurazione M_{crack} , il momento di snervamento M_y od il momento ultimo M_u . La zona in cui M risulta $M_y \leq M \leq M_u$ è considerata come l'ampiezza del tratto plasticizzato: $l_{p.h.}$. In tabella 5 è riportato un breve riassunto dei valori di carico e di corrispondente tagliante assorbito, per i quali si ottengono alla base di un ritto centrale, durante la simulazione fem, i valori di M_{crack} , M_y , M_u . I dati confermano il mancato raggiungimento della capacità ultima in termini di risorse plastiche dei pilastri centrali.

F_{jack} [kN]	H_{column} [kN]	y, M_{crack} [cm]	y, M_y [cm]	y, M_u [cm]	$l_{p.h.}$ [cm]
40	16,74	0,00	-	-	-
77,50	30,13	23,8	0,00	-	-
83,50	31,1	24,5	13,00	0,00	13,00

tab. 5: porzioni danneggiate colonne centrali

In figura 24 è mostrato l'andamento del parametro α rispetto all'intensità dell'azione H_{column} assorbita dalle colonne centrali. Nello zoom di fig. 25 si può apprezzare come l'ingresso della colonna in campo plastico amplifichi l'effetto di riduzione del momento a causa di un impuntamento maggiore della sommità derivante da una sensibile rotazione alla base della stessa (tratto2); il tratto 3 invece mette in evidenza come l'effetto di richiamo prodotto dal diaframma, che si accentua al termine dell'analisi, riduca momentaneamente l'effetto stabilizzante, anche a fronte di un aumento del tagliante assorbito.

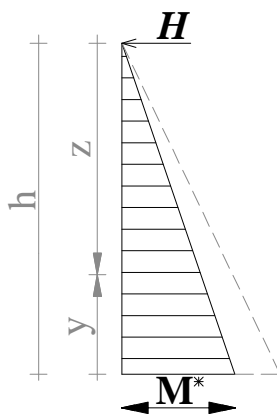


Fig. 23: effetto stabilizzante pad

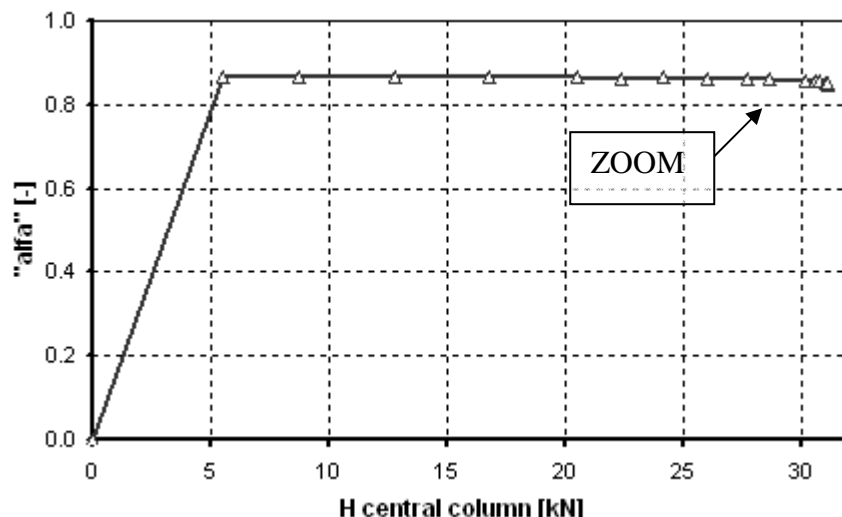


Fig. 24: coefficiente di riduzione del momento

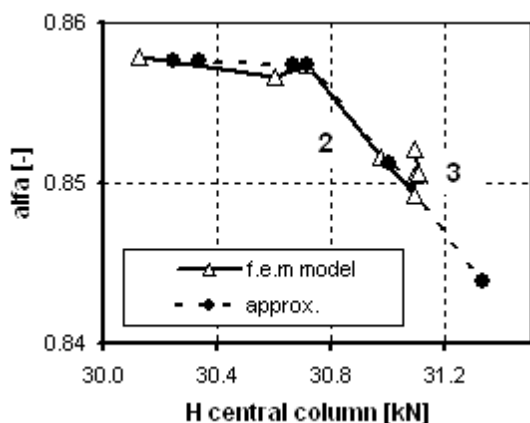


Fig. 25: zoom alfa trend

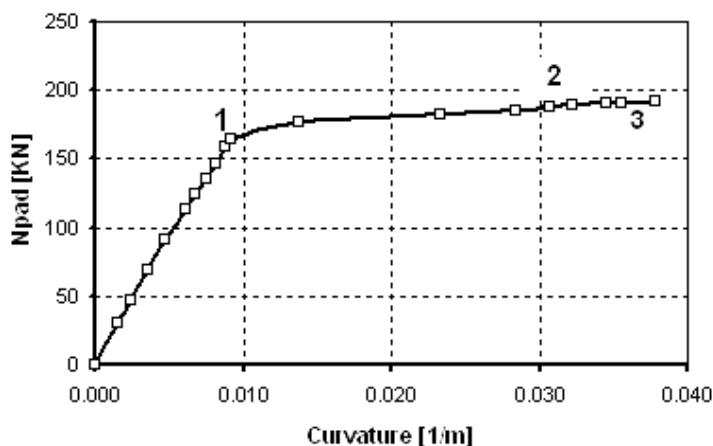


Fig. 26: N pad vs curvatura all'incastro

Si ipotizza che l'effetto destabilizzante prodotto sulle colonne centrali dal richiamo del diaframma termini nel momento in cui esso si attiva perfettamente per $H_{central} = 30,25$ kN, vedi fig. 22. Superato questo step di carico il tagliante sulle colonne è noto in quanto vale $1/6$ dell'azione complessiva S ; il momento, ad ogni quota z , è calcolato attraverso la (15) utilizzando come coefficiente α il valore dedotto sulla curva approssimata di fig. 25. Terminato l'effetto di richiamo indotto dal coperto infatti l'effetto stabilizzante aumenta a causa delle crescenti rotazioni al piede dei pilastri. Procedendo in questo modo, per un'azione sismica $S = 101$ kN, si avvicina nuovamente il momento ultimo alla base delle colonne centrali che assorbono un tagliante pari a $H_{central} = 33,67$ kN:

$$M = H_{column} \cdot h \cdot \alpha = 33670 \cdot 5,33 \cdot 0,7926 = 142,2 \text{ kNm} \approx M_u = 142,7 \text{ kNm} \quad (17)$$

L'ampiezza del tratto plasticizzato vale ora $l_{p,h} = 17$ cm. Raggiunto il momento ultimo alla base, il vincolo d'incastro posto al piede perderà di efficienza a causa della vera e propria formazione della cerniera plastica; la deformata della colonna mostrerà pertanto una riduzione della rotazione in sommità con conseguente diminuzione dell'effetto stabilizzante prodotto in corrispondenza della connessione trave colonna.

L'analisi fem non è in grado di fornire informazioni sull'andamento del parametro α relativo a questa condizione; parametro che verrà stimato conoscendo:

- lo spostamento u raggiunto dalla sommità dei pilastri,
- il valore dello sforzo normale prodotto dalla compressione del pad in neoprene e l'eccentricità con la quale la risultante N di detta azione agisce rispetto al baricentro della colonna.

Combinata l'azione N con il peso P , indotto dallo scarico del coperto, sarà possibile valutare l'eventuale comparsa di effetti del 2° ordine.

Le legge mostrata in fig. 26, dedotta dall'analisi fem, illustra il legame tra il valore di compressione nel pad in neoprene e le curvature alla base delle colonne centrali ed è di tipo elastico non lineare. L'intensità dell'azione N è ottenuta sommando le azioni assiali misurate nelle tre molle in compressione che simulano la porzione di pad compresso. Il punto **1** di fig. 26 segna l'ingresso della colonna in campo plastico; l'intensità dell'azione normale tende ad assestarsi attorno al valore di 176 kN. Nel momento in cui il tratto plasticizzato alla base assume valori sufficientemente diversi da zero: $l_{p,h} \geq 10$ cm, l'azione stabilizzante riprende a crescere linearmente con un andamento descritto dal tratto rettilineo **2**; anche l'intensità dell'azione di compressione risente del momentaneo effetto destabilizzante indotto dal richiamo delle colonne centrali ad opera del coperto, al pari dell'andamento del parametro α si noti infatti come gli ultimi dati forniti dall'analisi sul valore di N si adagino sul tratto **3** a pendenza ridotta. Ipotizzando che in corrispondenza della completa attivazione a diaframma del coperto l'effetto stabilizzante riprenda seguendo l'andamento indicato dall'analisi, tratto **2**, si calcola, in corrispondenza dell'avvicinamento della condizione ultima alla base delle colonne(vedi (17)), l'azione di compressione $N = 232,2$ kN.

Per un taglio assorbito pari a $H_{central} = 33,67$ kN, il momento alla base vale $M = 142,2$ kNm $\approx M_u = 142,7$ kNm; è quindi possibile ricavare l'eccentricità con la quale N agisce rispetto al baricentro della colonna, per ottenere un momento alla base ridotto:

$$M = H_{central} \cdot h - N \cdot e \Rightarrow e = \frac{M - (H_{central} \cdot h)}{N} = 16,03 \text{ cm} \quad (18)$$

Il peso $P = 143,75$ kN, indotto dalla massa del coperto, si scarica inizialmente ad una distanza dal baricentro della colonna pari a:

$$e_p = \frac{2}{3} \cdot l_{column} = \frac{2}{3} \cdot 40 = 13,33 \text{ cm} \quad (19)$$

Il fenomeno di impuntamento del pilastro comporta un forte avvicinamento dello spigolo della sezione di testa alla travata; l'azione P verrà quindi trasferita alla colonna in corrispondenza della zona maggiormente interessata dalle forti compressioni locali. Si ipotizza che l'eccentricità con la quale agisce P , rispetto alla linea d'asse del pilastro possa essere calcolata come:

$$e_{tot} = \frac{N \cdot e + P \cdot e_p}{N + P} = \frac{232,2 \cdot 16,03 + 143,75 \cdot 13,33}{232,2 + 143,75} = 15 \text{ cm} \quad (20)$$

essa quindi cade a 5 cm dal bordo della colonna. Effetti del secondo ordine si manifesteranno sul ritto nel caso in cui la traslazione u della sommità sia maggiore di e_{tot} , In questo caso infatti anche l'azione P incrementerà il momento alla base del pilastro di una quantità pari a:

$$\Delta M = P \cdot (u - e_{tot}) \quad (21)$$

5.3 Calcolo dello spostamento in sommità

Lo spostamento in sommità è ottenuto per integrazione del diagramma delle curvature; Si veda qualitativamente lo schema di figura 27. Noto il momento alla base, la corrispondente curvatura è dedotta utilizzando lo schema tri-lineare semplificato mostrato in figura 28.

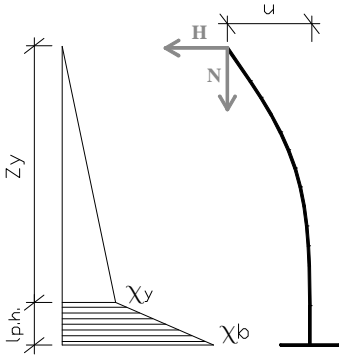


Fig. 27: deformazioni pilastro

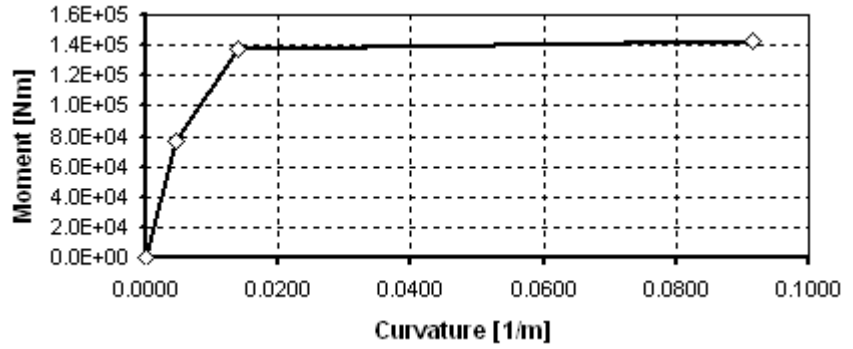


Fig. 28 : diagramma semplificato legge mom. curvatura colonne centrali

In una prima fase di carico, in cui il momento alla base della colonna $M_b \leq M_{crack}$, lo spostamento u in sommità è valutato, ricordando la (15), come:

$$u = \frac{\chi \cdot h}{2} \cdot \frac{2}{3} h = \frac{H_{column} \cdot \alpha}{K_1} \cdot \frac{h^3}{3} \quad (22)$$

con:

$$K_1 = \frac{M_{crack}}{\chi_{crack}} \quad (23)$$

Per $M_{crack} < M_b \leq M_y$, lo spostamento in sommità è valutato utilizzando la rigidezza fessurata:

$$K_2 = \frac{M_y}{\chi_y} \quad (24)$$

Incrementando il carico si ottiene l'ingresso della colonna in campo plastico, utilizzando la (15) si ha che:

$$z_y = \frac{M_y}{H_{column} \cdot \alpha} \Leftrightarrow z_y > 0 \Rightarrow l_{p.h.} = h - z_y \quad (25)$$

Il contributo elastico allo spostamento in sommità vale:

$$u_{el} = \frac{\chi_y \cdot (h - l_{p.h.})^2}{3} \quad (26)$$

mentre il contributo della porzione entrata in campo plastico vale:

$$u_{pl} = \frac{(\chi_b + \chi_y) \cdot l_{p.h.}}{2} \left\{ h - \left[\frac{l_{p.h.} \cdot (\chi_b + 2\chi_y)}{3(\chi_b + \chi_y)} \right] \right\} \quad (27)$$

quindi:

$$u = u_{el} + u_{pl} \quad (28)$$

In tabella 6 è riportato un breve riassunto dei valori di spostamento fino al raggiungimento del momento alla base calcolato in (17).

F_{jack} [kN]	H_{column} [kN]	α [-]	$l_{p.h.}$ [m]	χ_b [1/m]	χ_h [1/m]	u_{el} [m]	u_{pl} [m]	u [m]
12.50	5.473	0.8677	0.00	0.00150	-	0.014	0.000	0.014
40.00	16.743	0.8672	0.00	0.00470	-	0.073	0.000	0.073
77.50	30.128	0.8578	0.00	0.01375	-	0.130	0.000	0.130
83.50	31.095	0.8521	0.13	0.03780	-	0.124	0.018	0.142
*90.74	30.247	0.8576	0.13	0.03750	0.01347	0.121	0.017	0.139
*92.00	30.667	0.8574	0.13	0.03769	0.01365	0.123	0.018	0.141
*93.00	31.000	0.8512	0.13	0.03774	0.01370	0.124	0.018	0.141
95.00	31.667	0.8365	0.13	0.06748	-	0.124	0.028	0.152
101.00	33.67	0.7926	0.17	0.08337	-	0.122	0.043	0.165

tab. 6: quadro riassuntivo spostamenti in sommità

* In questa fase di scarico, il calcolo dello spostamento viene eseguito considerando che il tratto plastico rimanga di ampiezza inalterata e che all'interno dello stesso si possa recuperare solo la parte elastica della deformazione. E' quindi necessario conoscere i valori di curvatura, sia alla base che in sommità della cerniera plastica.

Nota lo spostamento u per $H_{central} = 33,67$ kN è possibile verificare che:

$$u > e_{tot} \quad (29)$$

si veda a tal proposito (20). In prossimità del raggiungimento della condizione ultima il peso P indotto dallo scarico del coperto andrà ad incrementare la sollecitazione alla base a causa dell'insorgere di effetti del secondo ordine. Lo scopo di questa ultima fase dell'analisi è definire la capacità del sistema fino alla completa formazione della cerniera plastica ipotizzata in accordo con quanto mostrato in fig. 21; $l_{p.h.} = 70$ cm (valor medio rispetto a quelli noti dall'evidenza sperimentale). Considerando gli effetti del secondo ordine ed ipotizzando che l'azione stabilizzante indotto dalla colonna non possa più incrementare una volta innescata la vera e propria formazione della cerniera plastica, Il momento alla base può essere espresso mediante la (30):

$$M_b = T_i \cdot h + P \cdot \delta_{i-1} - M_{par} \quad (30)$$

con: $T_i = S_i/6 =$ taglio al passo in esame; $P = 143,75$ kN azione normale trasferita dal coperto, $\delta_{i-1} = (u_{i-1} - e_{tot})$ eccentricità del secondo ordine valutata al passo precedente ed infine $M_{par} = N \cdot e = 232,19 \cdot 0,1603 = 37,22$ kNm azione stabilizzante prodotta dal pad.

Per iniziare il ciclo iterativo si applica alla struttura un'azione sismica pari a $S = 204$ kN, il singolo martinetto applica quindi un'azione $F_{jack} = 102$ kN. L'incremento di carico di una unità è operato per fare sì che alla base della colonna sia sicuramente raggiunto il valore $M = M_u$; fortemente avvicinato per $F_{jack} = 101$ kN; si veda (17). La curvatura alla base ora è nota a priori e pari alla curvatura ultima. Per calcolare lo spostamento in sommità è necessario definire nuovamente la quota alla quale si raggiunge lo snervamento, ovvero aggiornare la lunghezza del tratto plasticizzato in virtù dell'incremento di sollecitazione prodotto dagli effetti del 2° ordine. Uguagliando la (30) con la (15) si ottiene il valore del parametro α in fase di forte deformazione anelastica, dato questo non ricavabile dall'analisi fem:

$$\alpha_i = 1 + \frac{P \cdot \delta_{i-1} - M_{par}}{T_i \cdot h} \quad (31)$$

l'ampiezza del tratto plastico aggiornata al passo i si calcola utilizzando la (25). Il computo delle non linearità geometriche porta ad un forte incremento dell'estensione della cerniera plastica: si passa infatti da un'ampiezza di 17 cm (vedi ultimo valore in tab. 18) ad un'ampiezza di 30cm. Il fenomeno di danneggiamento irreversibile alla base della colonna è quindi pienamente innescato pertanto, mantenendo costante il tagliante applicato e aggiornando i valori di u e δ , si esegue il monitoraggio del danneggiamento. In tabella 7 sono riportati i valori di spostamento per quest'ultima fase dell'analisi. Raggiunto uno spostamento in sommità $u = 27,3$ cm, l'analisi incrementale porta, al passo successivo, alla formazione di un tratto in elastico di ampiezza maggiore rispetto a quella media dedotta dall'evidenza sperimentale. Dato il sostanziale incremento di deformazione indotto dagli effetti del secondo ordine, la plasticizzazione di una porzione alla base avente estensione $l_{p,h} = 70$ cm è raggiunta per un tagliante alla base più basso di quello finora imposto.

F_{jack} [kN]	H_{column} [kN]	α [-]	$l_{p,h}$ [m]	χ_y [1/m]	χ_u [1/m]	u [m]
102.00	34.00	0.8067	0.31	0.013753	0.09168	0.201
102.00	34.00	0.8347	0.48	0.013753	0.09168	0.238
102.00	34.00	0.8641	0.64	0.013753	0.09168	0.273

tab. 7: valori di spostamento in sommità amplificati per effetti 2° ordine

Utilizzando la (25) e posto $l_{p,h} = 70$ cm si ricava il valore di z_y ; attraverso la (15) si esprime il tagliante incognito come:

$$T_{ult} = \frac{M_y}{z_y} \cdot \frac{1}{\alpha_{ult}} \quad (32)$$

con α_{ult} valutato esprimendo il momento alla base attraverso la (15) e la (30). Uguagliando le due relazioni ed esprimendo all'interno delle stesse il tagliante come definito in (32) si ottiene:

$$\alpha_{ult} = \frac{M_y \cdot \frac{h}{z_y}}{M_y \cdot \frac{h}{z_y} - P \cdot \delta_{i-1} + M_{par}} = \quad (33)$$

Lo sforzo di taglio, che porta la struttura alla crisi per formazione delle cerniere plastiche alla base, stimato attraverso la (32) vale $T_{ult} = 33,41$ kN; valore di poco inferiore all'azione assorbita al penultimo passo dell'analisi. Gli effetti del secondo ordine sono la causa della completa formazione della cerniera plastica ma sostanzialmente non influiscono sulla capacità portante ai carichi orizzontali che la struttura è in grado di portare a collasso. In figura 29 è riportata la curva di push over dedotta dall'analisi. Confrontato il suo andamento con i dati disponibili dall'evidenza sperimentale si apprezza una buona corrispondenza dei valori. La curva evidenza: una diminuzione di rigidità nel sistema in corrispondenza del superamento del momento di prima fessurazione (1), l'incremento di capacità indotto dall'attivazione a diaframma del coperto (2) ed il leggero softening al raggiungimento dello spostamento ultimo (3).

6 VERIFICA DELLE CONNESSIONI

La permanenza in campo elastico delle connessioni tegolo trave è stata verificata a priori in quanto eseguita sui valori di sollecitazione direttamente dedotti dall'analisi sperimentale, che coincidono perfettamente con i valori massimi ricavati dall'analisi; vedi fig. 29. Per le connessioni trave colonna e colonna fondazione è necessario verificare a posteriori la completa operatività dei giunti.

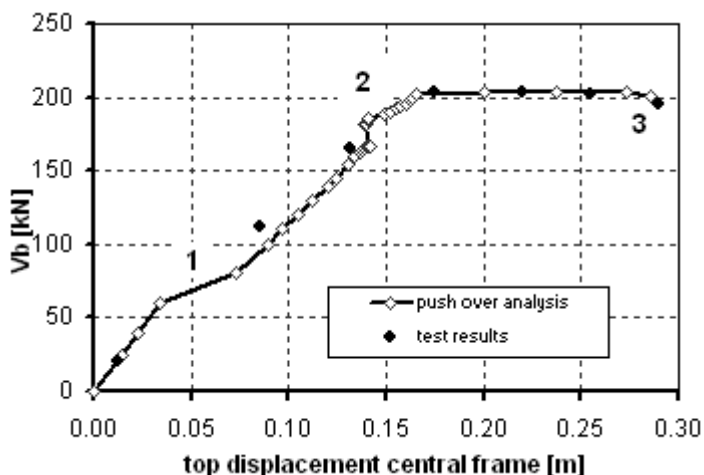


Fig. 29: curva di push-over, confronto con risultati test

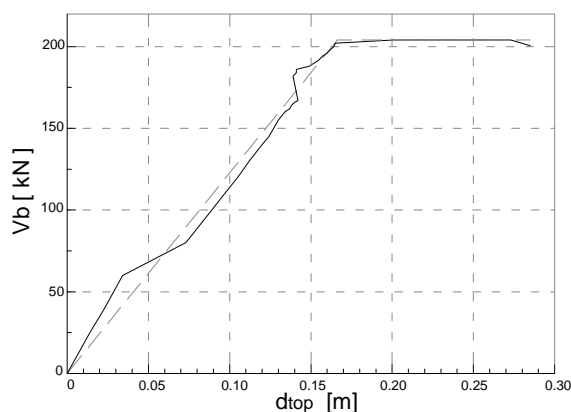


Fig. 30: deduzione bilaterale equivalente SDOF

6.1 Connessioni trave colonna

Il tagliante massimo a cui sono sottoposte le colonne centrali è pari a $H_{column} = 34$ kN. La curva di capacità della connessione mostrata in fig. 16 evidenzia che la connessione rimane in campo elastico fino ad un'azione di taglio assorbito pari a 46 kN. Il collegamento rimane quindi in campo elastico.

6.2 Connessioni colonna fondazione

Nota il massimo tagliante al piede ed altresì noto che per detto valore di azione orizzontale il momento alla base delle colonne eguaglia M_u , si applicano le relazioni proposte da Dimova ed alt.[9] per calcolare la massima pressione nella malta di confinamento. Note le proprietà del materiale di sigillatura, vedi § 4.3, si calcola che la massima pressione esercitata all'interno del bicchiere sia pari a $3,3$ kN/m², valore ampiamente contenuto nei limiti di certa operatività del giunto fissati dagli stessi autori come $0,4 f_{cu} = 16$ kN/m². Alla base del pilastro il vincolo d'incastro esercitato dal pozzetto rimane operativo fino al collasso, consentendo così alla colonna di poter manifestare appieno le sue risorse inelastiche.

7 CALCOLO FATTORE DI STRUTTURA

Data la curva di capacità dedotta dal modello FEM, il calcolo del fattore di struttura è eseguito in accordo con quanto proposto dal metodo N2 [12]; si veda figura 30. La struttura analizzata coincide sostanzialmente con un SDOF avente massa pari al peso del coperto a cui va aggiunto il 50% peso dei pilastri [13], [14]. Detta massa si attiva al 100% in quanto si è evidenziato che il coperto riesce ad istaurare in modo adeguato il comportamento a diaframma, mobilitando pressoché in sincrono tutti i telai che costituiscono l'ossatura portante dell'edificio. In riferimento alla figura 30 per il SDOF si ha l'uscita dal campo elastico in corrispondenza di un tagliante al piede pari a $F_y^* = 204$ kN e di uno spostamento del punto di controllo in sommità $d_v^* = 0,166$ m; la crisi del sistema avviene per una traslazione in sommità $d_u^* = 0,285$ m.

La curva di capacità, trasformata in termini di pseudo-accelerazione e pseudo-spostamento ponendo:

$$Sa_y^* = \frac{F_y^*}{m} = \frac{204 \cdot 10^3}{64614,09} = 3,157 \text{ m/s}^2 \quad (34)$$

viene confrontata con la curva di domanda elastica rappresentata seguendo le indicazioni fornite dall'EC8 [12]; si utilizza un suolo di tipo B ed una $\ddot{u}_g = 0,35\ddot{g}$. Il risultato è mostrato nel diagramma di figura 31:

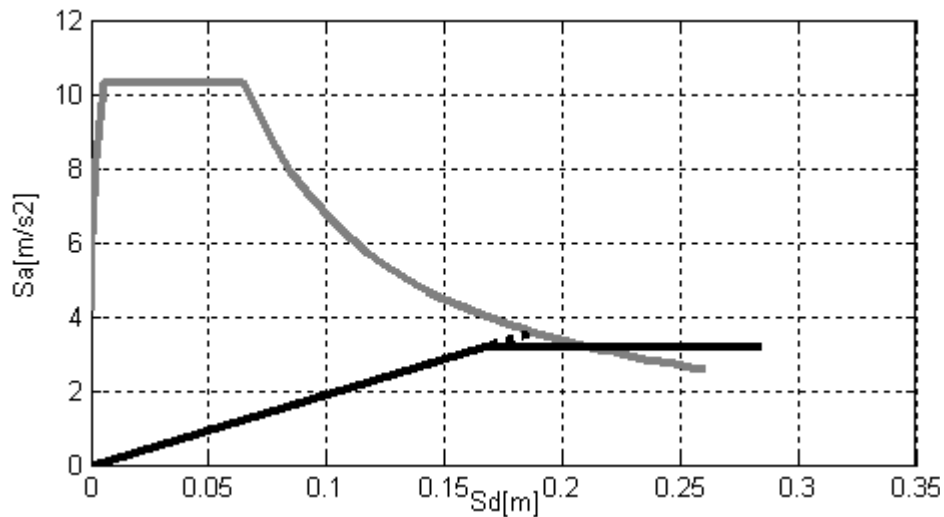


Fig. 31: curva di capacità vs spettro elastico

Prolungando il ramo elastico della bilatera, la curva di domanda è intersecata per $T^* > T_c$ nel punto di coordinate:

$$\begin{cases} Sd_e = 0,188 \text{ m} \\ Sa_e(T^*) = 3,577 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (35)$$

Il fattore di riduzione R_μ vale:

$$R_\mu = \frac{Sa_e(T^*)}{Sa_y^*} = 1,13 \quad (36)$$

Il parametro legato alla sovraresistenza q_0 è calcolato avendo definito: il valore del tagliante al piede che implica il raggiungimento della resistenza flessionale delle colonne centrali F_y , ed il valore del tagliante che porta al collasso strutturale F_u ; si vedano a tal proposito §5.2 e §5.3. Il fattore q_0 vale:

$$q_0 = \frac{F_y}{F_u} = \frac{2 \cdot 102}{2 \cdot 77,5} = 1,32 \quad (37)$$

Il fattore di struttura, ottenuto combinando sovraresistenza e duttilità [15], è pari a:

$$q = R_\mu \cdot q_0 = 1,5 \quad (38)$$

Valore di riferimento per strutture denominate a pendolo rovescio come l'edificio in esame. Dal diagramma di fig. 31 si deduce inoltre che l'edificio ha una buona capacità in termini di duttilità, più che sufficiente a soddisfare la domanda valutata per un'accelerazione di picco del terreno rilevante.

8 CONCLUSIONI

Lo studio ha messo in evidenza come una corretta interpretazione del comportamento dei giunti e delle loro non linearità consenta di individuare gli aspetti chiave che inducono sistemi fortemente isostatici come quelli in esame a fornire comunque una buona risposta al sisma sia in termini di resistenza che di deformabilità. Per un buon comportamento globale è necessario che il coperto si attivi a diaframma prima che i ritti maggiormente sollecitati si danneggino sensibilmente: la forzante in questo modo si ridistribuisce omogeneamente su tutte le colonne. Assegnate le curve di capacità delle connessioni è auspicabile che esse possano sopportare la sollecitazione indotta dal sisma rimanendo in campo elastico; in questo modo la non linearità del sistema è facilmente

monitorabile in quanto concentrata unicamente alla base delle colonne. La capacità ultima in termini di spostamento, dedotta attraverso modellazione delle cerniere plastiche con curvature variabili linearmente come indicato in fig. 21, porta a risultati soddisfacenti qualora sia nota l'ampiezza da assegnare al tratto plasticizzato. La capacità in termini di sollecitazione, per una geometria come quella analizzata, risente dell'effetto dell'impuntamento delle colonne al di sotto delle travi; definita la legge che regola il fenomeno in funzione della sollecitazione alla base del pilastro essa può essere calcolata come valore di sollecitazione tagliante che porta al raggiungimento del momento ultimo al piede. Per valutare a priori la possibilità che si manifestino fenomeni di softening in avvicinamento alla fase di collasso si può utilizzare la formulazione suggerita a tal proposito dalla norma italiana [15]. Per il caso in esame il valore del parametro

$$\vartheta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{590kN \cdot 28,5cm}{204kN \cdot 533cm} = 0,15$$

risulta di poco superiore al limite di 0,1 al di sotto del quale detti effetti sono trascurabili; aspetto questo in accordo con l'analisi che mostra come le sollecitazioni di 2° ordine concorrano alla piena formazione della cerniera plastica senza modificare sostanzialmente la capacità a taglio.

Il calcolo del fattore di struttura, risultato pari a $q = 1,5$, dimostra che per strutture prefabbricate reali simili all'edificio test, una buona risposta al sisma si può ottenere anche senza poter fare affidamento su di una consistente riduzione della forzante prodotta per danneggiamento plastico. La scarsa rigidezza dello schema statico di queste tipologie strutturali rappresenta un ulteriore punto di forza in quanto determina periodi di oscillazione elevati e conseguentemente forzanti sismiche di intensità ridotta. Si vuole infine notare che l'utilizzo di coefficienti di struttura sopravvalutati rispetto a quelli realmente disponibili può portare: a sottostime di resistenza, qual'ora non vengano debitamente computati i meccanismi che si attivano nelle connessioni, ed altresì a forti soprastime in termini di capacità in spostamento.

REFERENCE

- [1] A. BENEDETTI, E. FINOTTO AND P. M. MONTESI, "MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI DI EDIFICI A STRUTTURA PREFABBRICATA IN ZONA SISMICA".
- [2] L. FERRARA, E. MOLA AND P. NEGRO, "CYCLIC TEST ON A FULL SCALE PROTOTYPE OF R/C PRECAST ONE STOREY INDUSTRIAL BUILDING", 2° F.I.B. INTERNATIONAL CONGRESS, (2006).
- [3] M. KRAMAR, M. FISCHINGER AND T. ISAKOVIC, "SEISMIC VULNERABILITY OF THE EC8 DESIGNED COLUMNS IN INDUSTRIAL BUILDINGS", 2° F.I.B. INTERNATIONAL CONGRESS, (2006).
- [4] L. FERRARA, "AZIONE DIAFRAMMA DI SOLAI E COPERTURE", CORSO CTE & ASSOBBETON, MILANO (2006).
- [5] CNR-UNI 10011 (1998), "COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE", ITALIA.
- [6] ACI 318 BUILDING CODE, APPENDIX "D", "ANCHORING TO CONCRETE", U.S.
- [7] G. COLLINET, J-C. DOTREPPE AND F. KAISER, "INFLUENCE OF DEFORMABILITY OF CONNECTION IN THE ANALYSIS OF PRECAST CONCRETE FRAMES", 2° F.I.B. INTERNATIONAL CONGRESS, (2006).
- [8] CNR 10018, "APPARECCHI D'APPOGGIO PER LE COSTRUZIONI, ISTRUZIONI PER L'IMPIEGO", (1999).
- [9] S.L. DIMOVA, P. NEGRO AND A. PINTO, "SEISMIC BEHAVIOU OF THE COLUMN-FOUNDATION CONNECTION OF PRECAST INDUSTRIAL R/C FRAMES", 2° F.I.B. INTERNATIONAL CONGRESS, (2006).
- [10] P. NEGRO, "LA SPERIMENTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE", CORSO CTE & ASSOBBETON, MILANO (2006).
- [11] L. PETRINI, R. PINHO AND G.M. CALVI, "CRITERI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA DEGLI EDIFICI", IUSS PRESS, (2004).
- [12] EUROCODE 8, "DESIGN OF STRUCTURES IN EARTHQUAKE RESISTANCE-PART.3: ASSESMENT AND RETROFITTING FOR BUILDING", EN 1998-1:2004.
- [13] P. FAJIFAR, "STRUCTURAL ANALYSIS IN EARTHQUAKE ENGINEERING-A BREAKTHROUGH OF SIMPLIFIED NON LINEAR METHODS", ELSEVIER SCIENCE.
- [14] P. FAJIFAR, M. ERREI, "A NON LINEAR ANALYSIS METHOD FOR PERFORMANCE BASED DESIGN", EARTHQUAKE SPECTRA VOL.16 N°3.
- [15] OPCM 3274, "NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI", (2005).