

Studies on the non-linear behavior of diaphragms of existing RC frames

Alcuni studi sul comportamento non lineare dei diaframmi di edifici a telaio esistenti in CA

B. Belletti¹, C. Dellapina¹, N. Diemmi¹, M. Halimi¹, F. Vecchi¹

¹ *Department of Engineering and Architecture DIA, University of Parma, Parma, Italy*

ABSTRACT: Si presentano i primi risultati di un progetto di ricerca che intende analizzare l'influenza del comportamento non-lineare dei diaframmi di piano sulla risposta globale di edifici soggetti ad azioni sismiche. In particolare nel presente lavoro sarà illustrata la modellazione dei diaframmi eseguita, per le analisi pushover non lineari dell'Istituto De Gasperi-Battaglia situato a Norcia, dall'unità di ricerca di Parma all'interno del gruppo WP2 del Progetto di Ricerca Reluis 2017. In particolare è stato studiato il comportamento non lineare del telaio nell'ipotesi di impalcato modellato con elementi truss aventi comportamento lineare (chiamato "impalcato con comportamento membranale lineare") e nell'ipotesi di travetti modellati con elementi beam non lineari e soletta modellata con elementi shell multi-strato non lineari (chiamato "impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare"). Le analisi non lineari ad elementi finiti sono state eseguite con il codice di calcolo Abaqus; per la valutazione del comportamento non lineare della soletta è stato adottato il modello fessurativo PARC_CL2.0 implementato nella user subroutine UMAT.for. / The preliminary results of a research project intended to analyse the effects of the non-linear behaviour of RC diaphragm on the global response prediction of building subjected to seismic action are presented. In particular, in this paper the modeling of the diaphragms will be applied to non-linear pushover analysis of the De Gasperi-Battaglia Institute in Norcia. This approach has been adopted by the research unit of Parma within the WP2 group of the Research Project Reluis 2017. In particular, the non-linear behaviour of the frame model was studied in the hypothesis of a diaphragms modelled using linear truss elements (named "diaphragms with linear membrane behaviour" and in the hypothesis of diaphragms modelled using non-linear beam elements for joists and multi-layered shell elements for topping slab (named "diaphragms with non-linear membrane and flexural behaviour"). Non-linear finite element analyses have been carried out using Abaqus software; the non-linear behaviour of reinforced concrete topping slab has been evaluated using PARC_CL2.0 implemented in UMAT.for user subroutine.

KEYWORDS: non-linear analysis, pushover, diaphragms, frame / Analisi non lineari, pushover, diaframmi, telaio.

1 INTRODUZIONE

La maggior parte del patrimonio edilizio esistente, realizzata prima dell'avvento dell'attuale zonazione sismica, è stata progettata per resistere ai soli carichi gravitazionali.

Lo schema statico delle strutture a telaio progettate per soli carichi statici prevedeva, come nel caso esaminato in questa memoria, un sistema di telai forti solo nella direzione perpendicolare all'orditura del solaio misto in latero-cemento. I telai paralleli all'orditura dei travetti risultano pertanto di sovente molto più flessibili e spesso privi di travi di collegamento. In questi casi, il contributo in termini di rigidità e resistenza flessionale, fornito dal diaframma, ai telai paralleli all'orditura dei travetti, può essere significativo.

La presente memoria analizza pertanto l'interazione del diaframma con il telaio sismo-resistente. Tale interazione può produrre effetti di-

versi in ragione delle rigidità degli elementi che costituiscono il sistema sismo-resistente dell'edificio.

Rispetto ai risultati ottenuti con una modellazione tradizionale degli impalcati (usualmente eseguita con elementi membranali, elementi truss o tramite l'imposizione di condizioni cinematiche ai nodi dell'orizzontamento), la modellazione dell'effettiva geometria del diaframma può comportare i seguenti principali effetti:

- Incremento della rigidità flessionale delle travi e conseguente riduzione della capacità in duttilità;
- Incremento della capacità in resistenza dell'edificio, in assenza di elementi critici a taglio;
- Riduzione della capacità in resistenza dell'edificio, in presenza di elementi critici a taglio;

- Variazione della redistribuzione delle azioni interne: da una distribuzione proporzionale alle rigidità ad una distribuzione proporzionale alle masse in misura proporzionale al danneggiamento subito dall'impalcato;
- Variazione dell'andamento dei diagrammi delle azioni interne nelle pareti in CA., se presenti.

Gli effetti dell'interazione fra diaframma e struttura sismo-resistente variano in ragione delle modalità di esecuzione degli impalcati.

Nel caso di solai realizzati con piastre in calcestruzzo armato (CA), Kaushik e Dasgupta (2016) hanno dimostrato che le azioni interne sulle pareti di edifici multipiano in CA si distribuiscono secondo schemi statici tipici di pareti tozze delimitate dagli orizzontamenti piuttosto che in accordo alle usuali schematizzazioni a mensola adottate nella prassi progettuale corrente. Su questo tema, che gli autori intendono investigare in successivi sviluppi, fra i rari dati sperimentali disponibili in letteratura si ricorda il programma sperimentale condotto da Pantazopoulos e Imran (1992) sul comportamento non lineare dei collegamenti piastra-parete.

Le normative europee (NTC 2018, Eurocodice 8, ecc.) ed altre linee guida internazionali (fib, 2013) non specificano in modo esplicito se e come il progettista debba considerare il comportamento ortotropo degli orizzontamenti indotto dall'orditura lungo una direzione preferenziale dei travetti o nervature di solaio. Tale aspetto non riguarda, infatti, solo il caso di solai misti in latero cemento ma anche, per esempio, il caso di solai prefabbricati realizzati con elementi alveolari o nervati.

Alcuni studi presenti in letteratura propongono metodi semplificati per valutare l'incremento di rigidità flessionale e torsionale fornito dai travetti (Masi e Vona, 2012). In Montuori et al. (2017) si propone una relazione per stimare le proprietà sezionali di una trave equivalente per rappresentare il contributo irrigidente dei travetti al telaio sismo-resistente.

La principale novità degli studi presentati in questa memoria rispetto a quanto già disponibile in letteratura riguarda principalmente la modellazione non solo del comportamento non lineare dei travetti ma anche la modellazione del comportamento non lineare della soletta.

Nella memoria si mostrano i primi risultati di questo studio relativi alle analisi pushover condotte su una struttura a telaio sismo-resistente i cui orizzontamenti sono realizzati con solai tipo Celersap. Le analisi non lineari ad elementi finiti sono state eseguite con il software Abaqus e il modello fessurativo PARC_CL2.0 (Belletti et al 2017a) implementato nella user subroutine UMAT.for. Le analisi mirano a dimostrare che i componenti strutturali dell'impalcato (travetti e soletta) giocano un ruolo rilevante nei meccanismi deformativi dei telai che compongono l'edificio.

2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il presente lavoro illustra la modellazione di un edificio esistente a telaio (descritto nel dettaglio in Lima et al. 2018), condotta dall'unità di Parma nell'ambito delle attività WP2: Rischio Implicito per Strutture Esistenti in Cemento Armato del Progetto di Ricerca Reluis 2017.

Il telaio sismo-resistente è costituito da quattro impalcati più la copertura e suddiviso in sei campate lungo la direzione X e due lungo la direzione Y. I pilastri, di dimensione variabile lungo l'altezza dell'edificio, sono disposti di coltello lungo la direzione Y, Figure 1.

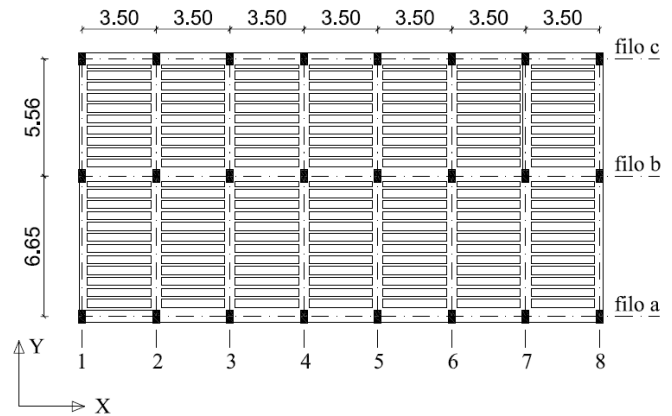


Figure 1. Plan of the analyzed building/ Pianta dell'edificio analizzato.

Il telaio è stato modellato senza tenere conto dell'interazione con i tamponamenti, sia nell'ipotesi di impalcato con comportamento membranale lineare, sia nell'ipotesi di impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare.

I pilastri sono modellati con elementi beam B32 aventi lunghezza pari a circa l'altezza della sezione trasversale dei pilastri stessi. Le travi disposte in direzione Y sono state modellate con elementi beam B31, mentre le travi disposte in direzione X con elementi beam B32. La scelta di utilizzare elementi B31 in direzione Y e B32 in direzione X è legata alla possibilità di realizzare una lunghezza di cerniera plastica opportuna per le travi la cui suddivisione in elementi finiti è governata dalla posizione dei travetti e dalla modellazione della soletta. Infatti gli elementi B32 a 3 nodi hanno 2 punti di integrazione di Gauss, mentre gli elementi B31 a 2 nodi hanno un solo punto di integrazione di Gauss.

Il modello "impalcato con comportamento membranale lineare" è stato realizzato inserendo degli elementi finiti truss, Figure 2 (a); mentre il modello "impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare" è stato realizzato inserendo elementi finiti beam B32 in corrispondenza delle nervature dei travetti ed elementi shell in corrispondenza della soletta.

Il comportamento non lineare di travi e pilastri è stato inserito assegnando i valori di momento - cur-

vatura in corrispondenza dei punti di integrazione, come verrà spiegato nel paragrafo 2.1.

I carichi distribuiti lineari applicati alle travi sono comprensivi di tutti i casi di carico della combinazione statica contemporanea (peso proprio elementi, pesi permanenti e variabili solaio, peso tamponamenti). Figure 3 riporta il valore delle masse sismiche applicate ad ogni livello.

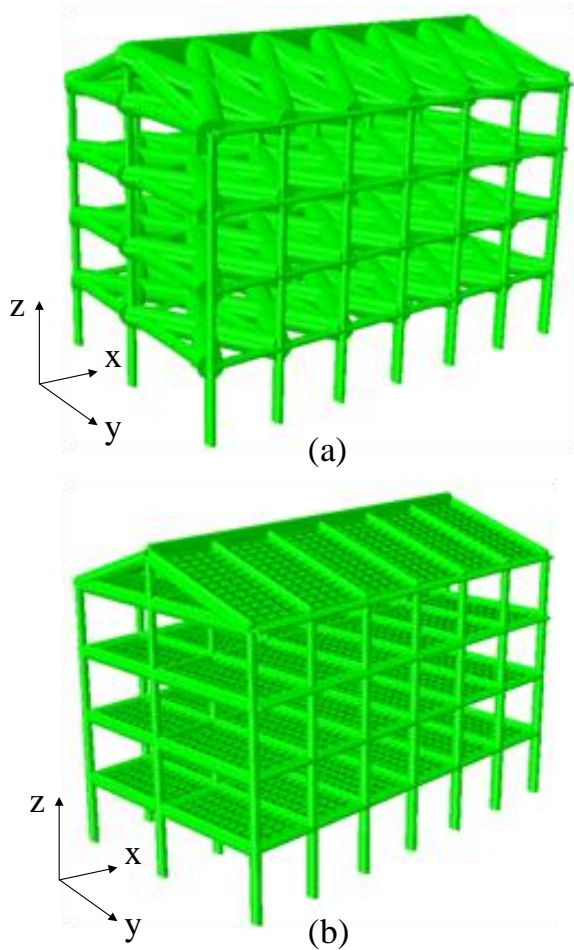


Figure 2. Modelling of the frame in the hypothesis of (a) diaphragms with linear membrane behaviour and (b) diaphragms with non-linear membrane and flexural behaviour / Modellazione del telaio nell'ipotesi con (a) impalcato con comportamento membranale lineare e (b) impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare.

La struttura è stato modellata con il software Abaqus. Le analisi pushover sono state condotte applicando una distribuzione di forze proporzionale alle masse sia in direzione X che in direzione Y, Figure 3.

Per poter cogliere la risposta post-picco della struttura con l'analisi statica, condotta in controllo di carico, è stato utilizzato il metodo di Riks nell'ultimo step dell'analisi. Tale metodo fornisce un coefficiente di amplificazione dei carichi applicati trovato utilizzando il metodo di convergenza "arc length" nello spazio carico-spostamento. Lo spostamento individuato come riferimento per la ricerca

della convergenza numerica è lo spostamento di un nodo al livello LV4, Figure 3.

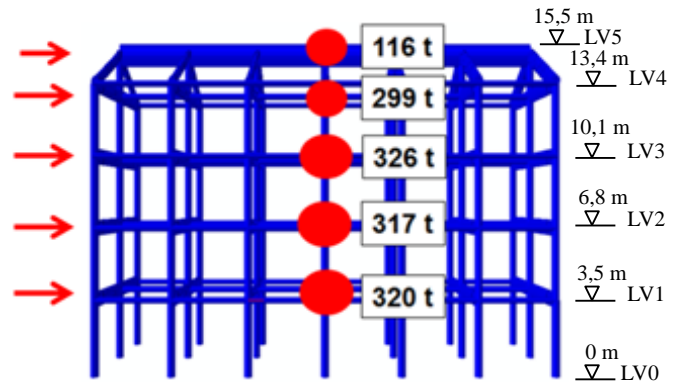


Figure 3. Mass proportional force distribution / Distribuzione di forza proporzionale alle masse.

2.1 Proprietà meccaniche dei materiali

Il confinamento del calcestruzzo è stato trascurato a causa della presenza di staffatura chiusa con piegature di 90°. È stato pertanto adottato un legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo con resistenza a compressione media pari a 25.2 MPa, deformazione al picco pari al 2‰ e deformazione ultima pari al 3.5‰; è stata invece trascurata la resistenza a trazione, Figure 4.

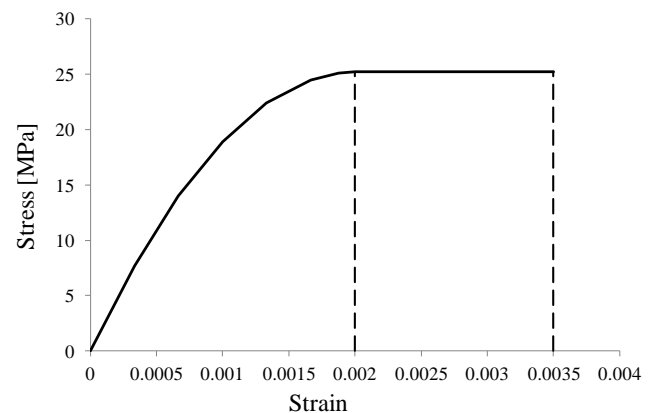


Figure 4. Constitutive law for concrete / Legame costitutivo del calcestruzzo.

L'acciaio delle barre d'armatura è stato modellato con un legame bilatero, tensione di snervamento pari a 375 MPa, modulo elastico pari a 200000 MPa, modulo di incrudimento pari a 500 MPa e deformazione ultima pari al 4%, Figure 5. La limitazione della deformazione ultima dell'acciaio ad un valore pari al 4% serve per poter implicitamente considerare la prematura perdita di resistenza e duttilità degli elementi dovuta a potenziali fenomeni di buckling delle armature longitudinali. In taluni casi il valore di deformazione ultima assegnato potrebbe risultare eccessivo per pilastri esistenti caratterizzati da staffe con elevato interasse. Gli autori si riservano di valutare meglio questi aspetti in futuri lavori condotti

con la modellazione del telaio eseguita con elementi finiti shell multi-strato e con il modello fessurativo PARC_CL2.1 (Belletti et al. 2018a) in cui sono esplicitamente implementati alcuni legami σ - ϵ , disponibili in letteratura, per la previsione del buckling delle barre d'armatura longitudinali.

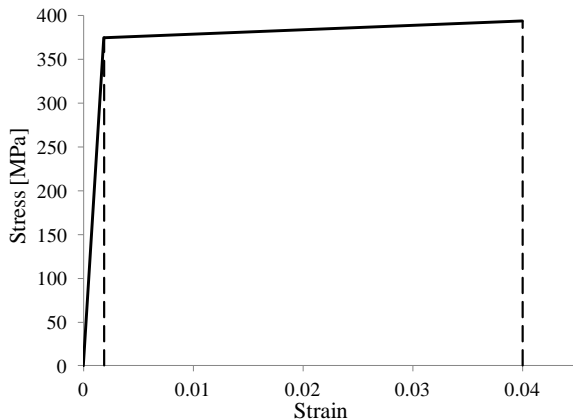


Figure 5. Constitutive law for steel / Legame costitutivo dell'acciaio.

2.2 Meccanismi duttili di travi e pilastri

Il comportamento non lineare delle travi è stato assegnato in termini di diagrammi momento – curvatura in corrispondenza dei punti di integrazione degli elementi finiti di tipo beam.

Il comportamento non lineare dei pilastri è stato assegnato in termini di diagrammi momento – curvatura rispetto ad entrambi gli assi principali della sezione trasversale ed in termini di diagrammi azione assiale-deformazione assiale.

Figure 6 e Figure 7 riportano a titolo esemplificativo i diagrammi momento curvatura relativi ai pilastri dell'interpiano LV0-LV1 riferiti agli assi locali degli elementi. Lungo l'asse locale 1 dell'elemento la curva momento-curvatura è circa la metà in quanto l'asse 1 è l'asse debole della sezione trasversale dei pilastri.

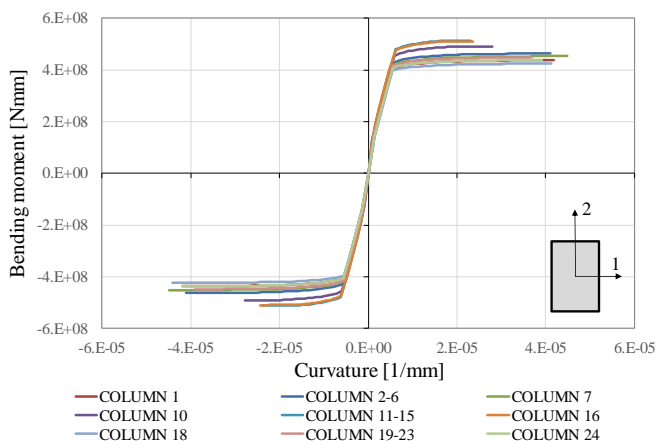


Figure 6. Bending moment-curvature curve around local axis-1 of the element / Legami momento-curvatura attorno asse locale 1 elemento.

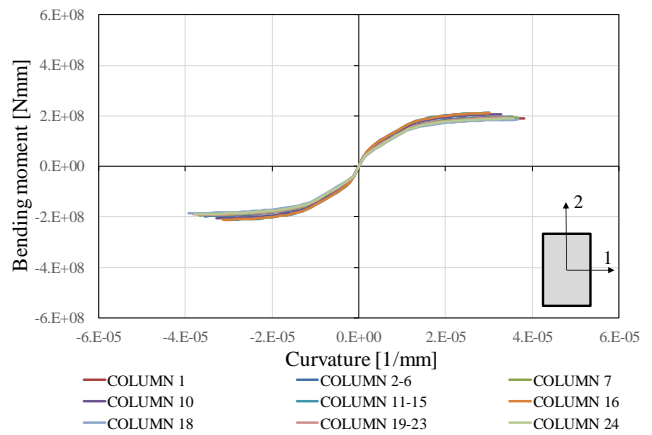


Figure 7. Bending moment-curvature curve around local axis-2 of the element / Legami momento-curvatura attorno asse locale 2 elemento.

Per cogliere il softening post-picco della curva pushover, è stato aggiunto ad ogni diagramma momento curvatura un tratto discendente, Figure 8, con valore finale pari a 4.5 volte la curvatura ultima relativa al raggiungimento dei limiti assunti per le deformazioni dei materiali. L'assegnazione di tale ramo discendente non serve per descrivere il reale comportamento meccanico ma bensì deriva da esigenze computazionali legate alla ricerca della soluzione nel ramo post-picco della curva pushover taglio alla base - spostamento.

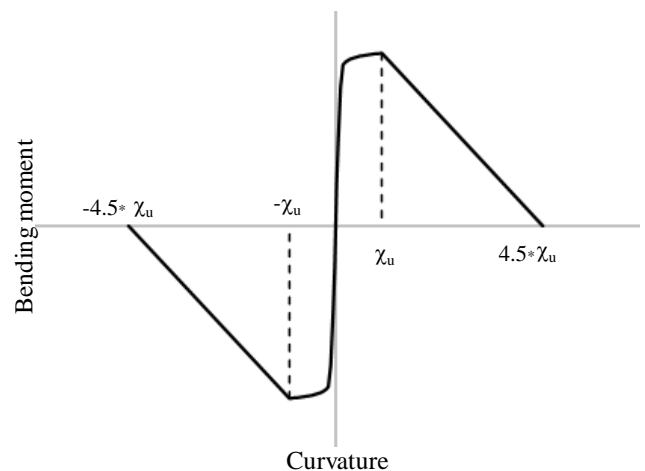


Figure 8. Adopted bending moment-curvature curve / Diagramma momento-curvatura adottato.

In maniera analoga sono stati costruiti i diagrammi momento-curvatura per l'assegnazione del comportamento non lineare delle travi e dei travetti (nel caso di impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare).

Pertanto i meccanismi duttili di travi e pilastri sono stati modellati trascurando l'interazione fra flessione, taglio e azione assiale. Successivi sviluppi di questi studi prevedono una modellazione con elementi shell della struttura che permetta di tenere

conto in modo accurato dell'interazione fra i vari stati sollecitativi.

2.3 Meccanismi fragili di travi e pilastri

I meccanismi fragili di travi e pilastri sono stati valutati calcolando la capacità a taglio degli elementi sismo-resistenti.

Il calcolo della capacità a taglio dei pilastri è stato condotto con il modello proposto da Sezen e Moehle, (2004), Eq. (1).

$$V_R = k \frac{A_w f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c}}{L_v / d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_c} A_g}} \right) \cdot 0.8 A_g \quad (1)$$

dove il fattore k viene prudenzialmente assunto pari a 0.7 sebbene non si raggiunga al picco nell'analisi una domanda in duttilità superiore a 6. Lo sforzo assiale, P , è stato valutato in funzione delle sollecitazioni assiali sui pilastri corrispondenti alla combinazione statica contemporanea. Tale assunzione appare giustificata per sisma in direzione X (che rappresenta la direzione di massima vulnerabilità della struttura), dalle ridotte capacità flessionali delle travi disposte lungo i fili a, b e c (illustrati in Figure 1) che, plasticizzandosi precocemente, non producono variazioni di azioni assiali elevate sui pilastri.

Il calcolo della capacità a taglio è stato condotto assumendo sia un valore di L_v pari a metà altezza di interpiano, sia un valore derivante dal rapporto tra il momento agente M e il taglio agente V alla base dei pilastri in corrispondenza del picco della curva pushover taglio alla base-spostamento del punto di controllo, Figure 9.

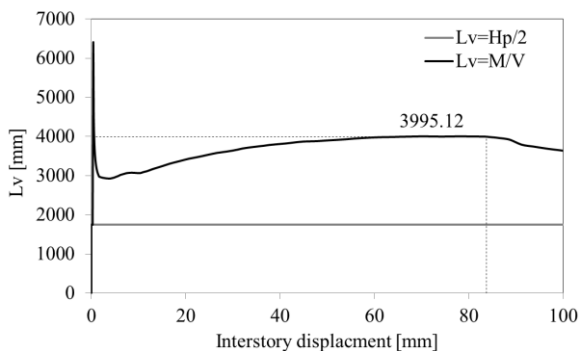


Figure 9. Moment/shear ratio at the end section for column 1 in X-direction / Andamento della luce di taglio per il pilastro 1 in direzione X al variare dello spostamento.

Figure 9 illustra il valore della luce di taglio in funzione dello spostamento di interpiano registrato sul pilastro 1 durante l'analisi pushover in direzione X. Si osserva che, a causa delle dimensioni ridotte delle travi allineate parallelamente ai travetti del solaio, ovvero disposte lungo la direzione X, le cerniere plastiche alle estremità delle travi si formano per bassi valori di azione sismica. Pertanto per sisma in

direzione X i pilastri hanno sostanzialmente un comportamento a mensola e quindi il valore di L_v è superiore a $0.5h$ ed al picco risulta pari a $1.14h$, essendo h l'altezza di interpiano.

In direzione Y, poiché le travi hanno altezza comparabile a quelle dei pilastri, il comportamento del telaio è di tipo "shear type" e la luce di taglio è pari a $0.5h$.

Figure 10 mostra i valori della capacità a taglio, per sisma in direzione X, calcolata con i due valori di luce di taglio prima descritti. Si osserva che l'adozione di una luce di taglio calcolata in funzione del rapporto fra momento e taglio provoca una riduzione della capacità a taglio in media di circa il 30% rispetto alla capacità calcolata con la luce di taglio fissata a priori pari a $0.5h$.

La domanda a taglio derivante dalle analisi pushover risulta superiore alla capacità a taglio per alcuni elementi (travi e pilastri). Le curve pushover illustrate in Figure 13 non tengono al momento conto delle rotture a taglio poiché, al fine di approfondire la tematica della capacità a taglio degli elementi strutturali, verranno condotte successive modellazioni dei telai con elementi finiti shell multi-strato.

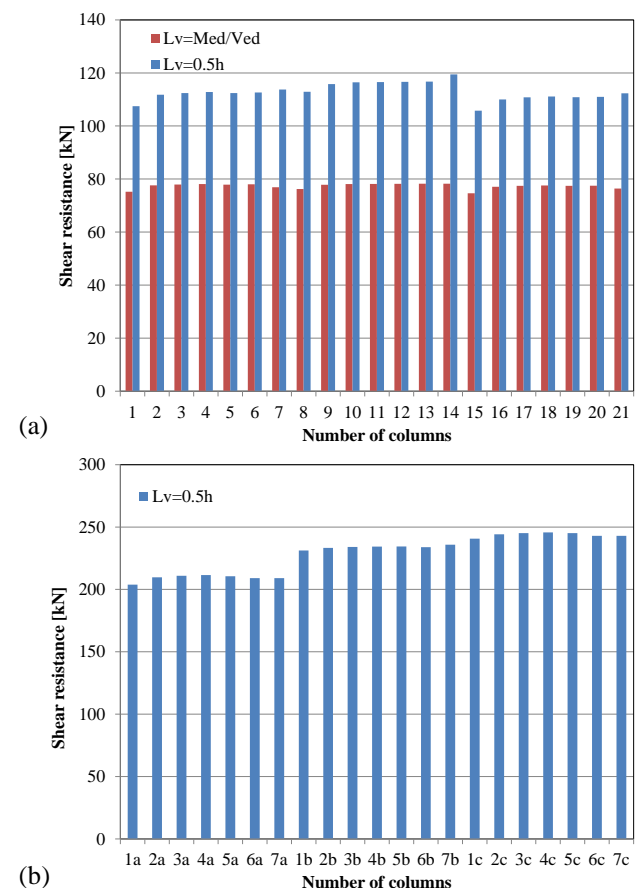


Figure 10. Shear resistance of columns at interstory LV0-LV1 for a) seismic action in X direction, and (b) seismic action in Y direction/ Capacità a taglio delle colonne dell'interpiano LV0-LV1 per a) azione sismica in direzione X e b) azione assiale in direzione Y.

2.4 Modellazione degli orizzontamenti

Il modello “impalcato con comportamento membranale lineare” è stato realizzato inserendo degli elementi finiti truss, mentre il modello “impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare” è stato realizzato inserendo elementi finiti beam B32 in corrispondenza delle nervature dei travetti ed elementi shell in corrispondenza della soletta. La soletta è stata modellata con elementi finiti S4R ad integrazione di Gauss ridotta nel piano ed integrazione di Simpson nello spessore. Poiché si assume che l’armatura della soletta sia posta approssimativamente a metà spessore, è stato adottato un solo strato lungo lo spessore della soletta.

In questo studio non si considera l’offset tra i baricentri della soletta e dei travetti. Tali disallineamenti verranno opportunamente valutati in successivi sviluppi di questo lavoro.

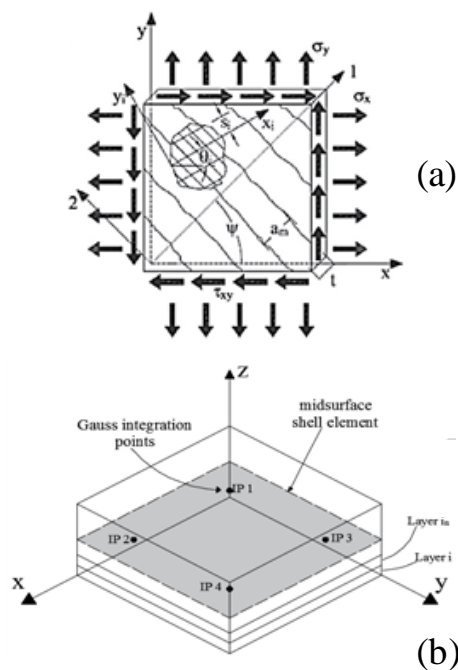


Figure 11. PARC_CL 2.0 crack model: (a) RC membrane element subjected to plane stress state, (b) multi layered shell approach. / Modello fessurativo PARC_CL 2.0: (a) elementi in CA soggetto a stato piano di tensione, (b) shell element.

Il comportamento non lineare della soletta è stato valutato calcolando la matrice di rigidità in corrispondenza dei punti di integrazione degli elementi shell multi-strato con il modello fessurativo PARC_CL 2.0 (Belletti et al. 2017a). Il modello fessurativo PARC_CL 2.0 è scritto in linguaggio fortran all’interno della user subroutine UMAT.for del software Abaqus. Il modello PARC_CL 2.0 è basato su un approccio a fessurazione fissa e assume le armature spalmate nell’elemento di calcestruzzo, Figure 11. Si assume per la soletta un’armatura con rete a maglia ortogonale di diametro $\Phi 6$ e passo 150.

Il modello PARC, idealmente formulato per analisi statiche monotone (Belletti et al. 2001), è nella

sua ultima versione in grado di simulare il comportamento ciclico, considerando deformazioni plastiche e irreversibili, di acciaio, calcestruzzo, ingranaamento degli inerti e tension stiffening. Inoltre, è possibile considerare lo stato biassiale di tensione del calcestruzzo e il ritiro del calcestruzzo, Belletti et al. 2017a. Il modello PARC è stato validato in più occasioni sia per le analisi di elementi in CA sottoposti a carichi monotoni (Belletti et al. 2001, Belletti et al. 2013) che ciclici (Belletti et al. 2017b, Belletti et al. 2018b). Una particolare applicazione del modello riguarda la valutazione degli effetti membranali in impalcato da ponte (Belletti et al. 2015a, Belletti et al. 2015b) ed i solai continui (Belletti et al. 2016).

Il diagramma momento-curvatura dei travetti è stato calcolato derivando da progetto simulato un’armatura al positivo pari a $2\Phi 5+1\Phi 12$ ed al negativo pari a $1\Phi 10$ in corrispondenza delle estremità del travetto ed un’armatura al positivo pari a $2\Phi 5+1\Phi 12$ e nessuna armatura al negativo in corrispondenza della mezzeria del travetto.

3 CONFRONTI

3.1 Risultati dell’analisi modale

I modi di vibrare principali della struttura sono stati ricavati applicando prima la combinazione statica contemporanea sul modello non lineare e poi eseguendo la ricerca dei modi di vibrare. I risultati dell’analisi modale risentono pertanto della fessurazione del calcestruzzo dovuta all’applicazione dei carichi verticali.

Table 1. Natural vibration periods / Periodi propri di vibrazione.

Periodi propri di vibrazione	T_x	T_y
	[s]	[s]
Modello " impalcato con comportamento membranale lineare "	1.39	0.66
Modello " impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare "	1.32	0.66
Calcolo manuale [7.3.6 - NTC 2018]	1.34	0.51

Table 1 riporta i periodi propri di vibrazioni ottenuti con il modello “impalcato con comportamento membranale lineare”, con il modello “impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare”. Table 1 riporta anche il risultato dei calcoli manuali eseguiti imponendo le forze generate dalla combinazione di carichi statica contemporanea, applicate nella direzione orizzontale, in accordo ad eq.(1):

$$T = 2\sqrt{d} \quad (1)$$

Si osservi che il valore del periodo proprio di vibrazione T_x ottenuto con il modello “impalcato con comportamento membranale e flessionale non-lineare” è più piccolo del valore ottenuto con il modello “impalcato con comportamento membranale lineare”. Tale differenza è da imputare all’effetto irrigidente fornito dalla modellazione dei travetti e della soletta. Al contrario per modi di vibrare principali in direzione Y (direzione perpendicolare all’orditura dei travetti) i periodi propri di vibrazione ottenuti con i due modelli sono uguali. Table 1 inoltre mostra che i calcoli manuali del periodo di vibrazione producono valori inferiori rispetto ai valori ottenuti con il modello “impalcato con comportamento membranale lineare”. Le analisi non lineari ad elementi finiti, infatti, tengono conto della fessurazione di alcune travi indotta dall’applicazione dei carichi statici prima dell’esecuzione dell’analisi modale. Al contrario il calcolo manuale è stato condotto senza tenere conto della fessurazione delle travi indotta dalla combinazione statica contemporanea.

3.2 Risultati delle analisi pushover

Figure 12(a) e (b) illustrano rispettivamente i risultati delle analisi pushover per sisma in direzione X e direzione Y con distribuzione di forze proporzionali alle masse. Figure 12 evidenzia il ruolo giocato dal diaframma ed in particolare dall’orditura dei travetti.

Infatti, poiché i travetti sono disposti in direzione X, il diaframma fornisce un notevole contributo alla rigidezza flessionale delle travi in spessore allineate lungo i fili a, b e c (illustrati in Figure 1). Al contrario la curva pushover in direzione Y sembra risentire negativamente della modellazione del diaframma non lineare a causa della fessurazione della soletta.

In particolare, per sisma in direzione X, la rottura avviene per raggiungimento della curvatura ultima della sezione di base dei pilastri dell’interpiano LV0-LV1, (per la denominazione degli impalcati si veda Figure 3). Osservando la risposta globale dell’edificio ottenuta con l’analisi pushover in direzione X, Figure 12(a), si osserva che la modellazione del comportamento non lineare dei travetti e della soletta produce da un lato un incremento di rigidezza e di resistenza ma dall’altro una riduzione della duttilità. Per meglio apprezzare questi effetti si riporta anche la curva pushover ottenuta con una modellazione lineare del comportamento flessionale dei travetti che esaspera l’effetto irrigidente prodotto dal solaio.

Al contrario la risposta globale dell’edificio ottenuta con l’analisi pushover in direzione Y non risente in misura rilevante della modellazione del diaframma perché i travetti sono disposti secondo la direzione perpendicolare al sisma, Figure 12(b). Figure 4 mostra il quadro fessurativo della soletta

all’intradosso ed estradosso per sisma in direzione X. Si osserva che la fessurazione della soletta avviene in corrispondenza delle estremità delle travi soggette alle massime rotazioni. Si osserva inoltre che la soletta appare fessurata solo in corrispondenza dei livelli LV1 e LV2 soggetti alle massime sollecitazioni e realizzati con travi, allineate fili a, b e c, di dimensioni più ridotte rispetto agli altri impalcati.

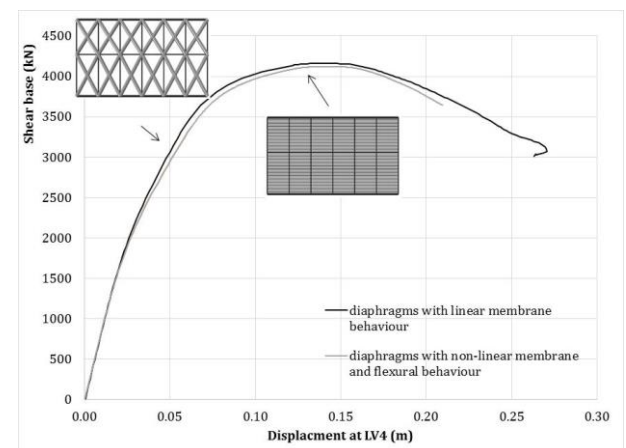
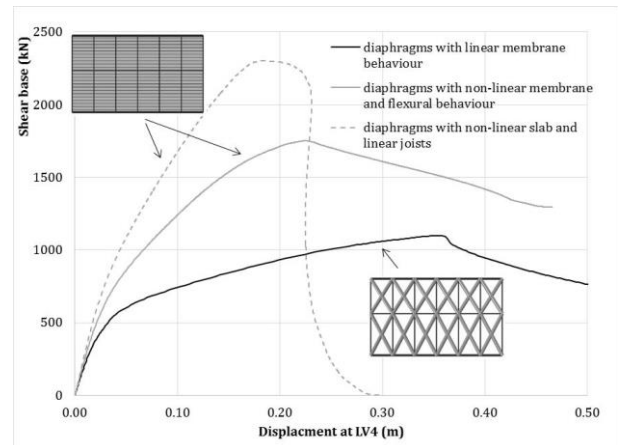


Figure 12. Pushover curve for seismic action applied in X (a) and Y (b) direction / Curva di pushover per sisma in direzione X.

4 CONCLUSIONI

The preliminary results of a study dealing to investigate the effects of diaphragm modelling on RC frames are listed in the following:

- Diaphragm members (joists and slab) play an important role for the definition of the deflected shape of seismic resisting frames;
- The diaphragm causes a stiffening effect and a reduction of structural ductility;
- The diaphragm modelling which assumes a membrane and flexural non-linear behavior increases the flexural capacity of weak beams and therefore increases the global structural response of frames characterized by ductile failure modes.

- For the same reason, the diaphragm modelling can justify un-expected brittle failure mode not detected assuming a diaphragm with linear membrane behavior.

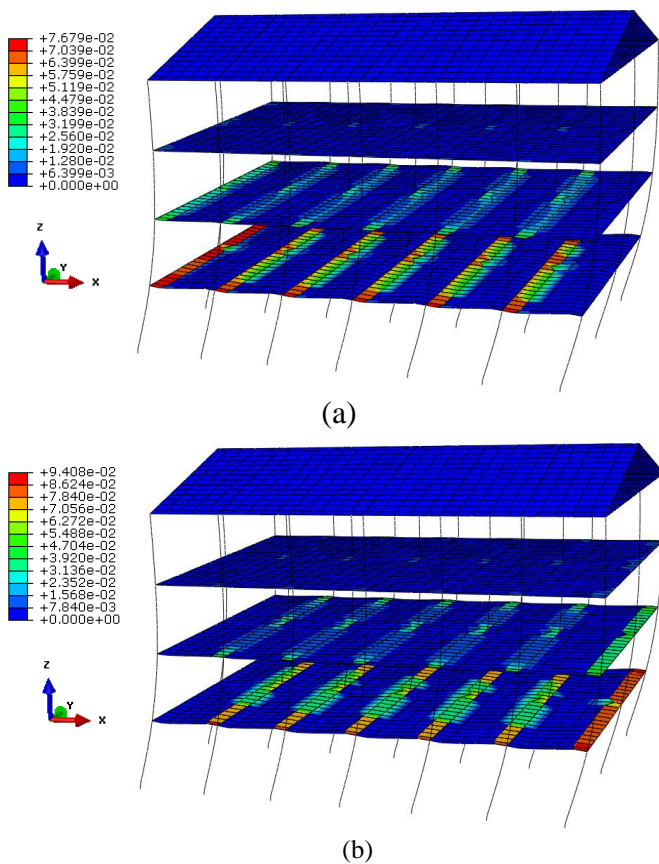


Figure 14. Seismic force applied in X direction: crack pattern a) top and b) bottom view / Sisma in direzione X: quadro fessurativo (a) estradosso e b) intradosso

I primi risultati relativi allo studio degli effetti della modellazione del comportamento non lineare dei diaframmi in strutture a telaio in CA sono nel seguito elencati:

- i componenti strutturali dell'impalcato (travetti e soletta) giocano un ruolo rilevante nei meccanismi deformativi dei telai sismo-resistenti;
- l'impalcato produce un irrigidimento della struttura ed una conseguente perdita di capacità in duttilità;
- l'impalcato aumenta la capacità in resistenza flessionale delle travi e pertanto produce un incremento di resistenza nei telai caratterizzati da rottura per meccanismi duttili.
- Per lo stesso motivo, la modellazione dell'impalcato può giustificare l'insorgere di inattesi meccanismi fragili non prevedibili se si assume che l'impalcato abbia un comportamento membranale lineare.

RINGRAZIAMENTI

This paper is supported by the Italian research project RELUIS 2017 in the framework of the group WP2 'Existing Reinforced Concrete Structure'.

REFERENCES

- Belletti, B., Cerioni, R., Iori, I. 2001. Physical approach for reinforced-concrete (PARC) membrane elements. *ASCE J Struct Eng*, 2001, 127(12), pp.1412–26.
- Belletti, B., Damoni, C., Gasperi, A. 2013. Modeling approaches suitable for pushover analyses of RC structural wall buildings. *Eng Struct* 2013b;57(12), pp.327–38
- Belletti, B., Walraven, J.C., Trapani, F. 2015a. Evaluation of compressive membrane action effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs. *Engineering Structures*, 95(7): 25-39.
- Belletti, B., Pimentel M., Scolari M., Walraven, J.C. 2015b. Safety assessment of punching shear failure according to level of approximation approach. *Structural Concrete*, 16(3): 366-380.
- Belletti B., Cantone R., Manelli L., Muttoni A. 2016. Compressive membrane action effects on punching strength of flat RC slabs. 8th International Conference on Concrete under Severe Conditions -- Environment and Loading, Lecco, Italy, 12-14 September
- Belletti, B., Scolari, M., Vecchi, F. 2017a. PARC_CL 2.0 crack model for NLFEA of reinforced concrete structures under cyclic loadings. *Computers and Structures*, 191, 165–79.
- Belletti, B., Scolari, M., Stocchi, A., Vecchi, F. 2017b. Validation of the PARC_CL 2.0 crack model for the assessment of the nonlinear behaviour of RC structures subjected to seismic action: SMART 2013 shaking table test simulation. *Eng Struct* 150, pp.759-73.
- Belletti, B., Vecchi, F., 2018a. Buckling phenomenon implemented in the PARC_CL 2.1 crack model. *Proceedings of Italian Concrete Days 2018*.
- Dionysis, E., Biskinis, George, K. Roupakias, Michael N. Fardis, 2004. Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements. *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 6, November-December 2004.
- fib – International federation for structural concrete. fib model code for concrete structures 2010. Ernst & Sohn; 2013
- Kaushik , S., Dasgupta, K. Seismic Damage in Shear Wall-Slab Junction in RC Buildings. *Procedia Engineering* 144, 2016: 1332 – 1339.
- Lima, C., Angiolilli, M., Barbagallo, F., Belletti, B., Bergami, A. V., Camata, G., Cantagallo, C., Di Domenico, M., Fiorentino, G., Gherzi, A., Gregori, A., Lavorato, D., Luciano, R., Marino, E.M., Martinelli, E., Nuti, C., Ricci, P., Rosati, L., Ruggieri, S., Sessa, S., Spacone, E., Terrenzi, M., Uva, G., Vecchi, F., Verderame, G.M 2018. Nonlinear modeling techniques for existing buildings in reinforced concrete: the case study of De Gasperi-Battaglia Institute of Norcia. *Proceedings of Italian Concrete Days 2018*.
- Masi, A., Vona, M., 2012, Vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings: Evaluation of seismic capacity through non-linear dynamic analyses, *Engineering Structures* 45 (2012) 257–269
- Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V. The influence of floor joist on the lateral stiffness of RC buildings. *ANIDIS 2017*, 17-21 Settembre, Pistoia
- NTC 2018. Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 17 gennaio 2018.
- Pantazopoulou S., Imran I., Slab-Wall Connections under Lateral Forces, *ACI Structural Journal*. 89 , No. 5 (1992) 515-527
- Sezen H., Moehle J.P., 2004. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1692-1703.
- UNI EN 1998-1-8:2005. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance.