

2.5 Edilizia in cemento armato

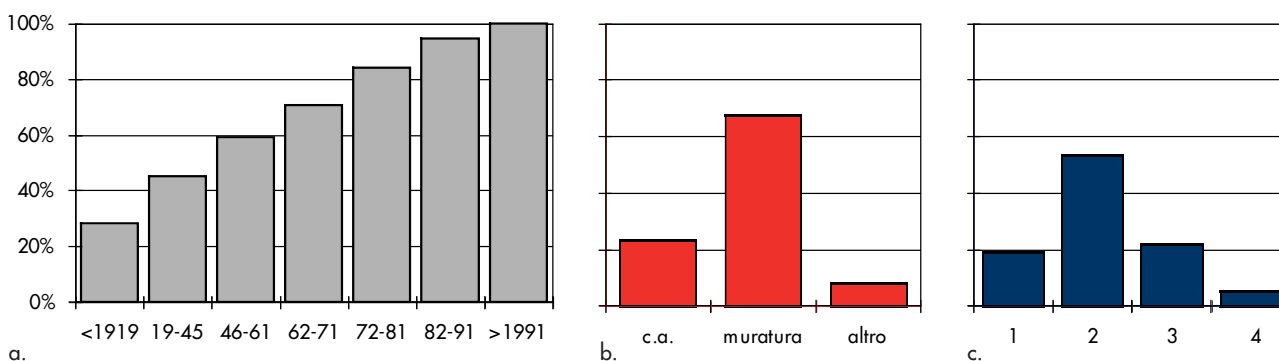
E. Cosenza¹, G. Manfredi², G.M. Verderame¹ ■

2.5.1 Il costruito in c.a. a L'Aquila

I dati del censimento Istat 2001 indicano un'incidenza percentuale del costruito in c.a. sul totale degli edifici della città de L'Aquila pari al 24%, a fronte di un 68% in muratura; per parte della popolazione di edifici (8%) la tipologia costruttiva non risulta determinata (Fig. 1a). I dati relativi all'epoca di costruzione (Fig. 1b) indicano che il 55% dell'intera popolazione di edifici risulta edificato dopo il 1945. È quindi lecito dedurre che il costruito posteriore a tale data sia ancora composto da una parte di edifici in muratura, e che la percentuale di strutture in cemento armato aumenti gradualmente nel corso di quest'epoca. Osservando la distribuzione del numero di piani si deduce che solo il 5% degli edifici è caratteriz-

zato dall'aver 4 o più piani (Fig. 1c). Anche assumendo che tutti gli edifici più alti rientrino nella tipologia costruttiva in c.a., dunque, si può affermare che la grande maggioranza di questi non superi i 3 piani di altezza. Assumendo una altezza interpiano di $3\div 3.5$ metri, la formulazione normativa relativa al periodo proprio di vibrazione di edifici in c.a. intelaiati restituisce, per tale numero di piani, un periodo pari a circa 0.4 secondi. Nel seguito, nell'osservare gli spettri definiti dalle normative, sarà quindi possibile soffermarsi sul range corrispondente a periodi di vibrazione minori o uguali, all'incirca, di tale valore, il che si traduce generalmente nel confrontare differenti valori di input sismico con riferimento al plateau delle rispettive forme spettrali.

Fig. 1
Dati Istat 2001 relativi agli edifici della città de L'Aquila: epoche di costruzione (a), tipologie costruttive (b) e numero di piani (c).



2.5.2. La progettazione per azioni sismiche

La classificazione sismica de L'Aquila e dei comuni ad essa limitrofi risale al 1915, in particolare al Regio Decreto Legge 573/1915, emanato a seguito del catastrofico Terremoto del Fucino. Tale provvedimento imponeva che nella valutazione dei carichi agenti si tenesse conto delle sollecitazioni di natura sismica: le forze orizzontali da applicare nel calcolo strutturale erano date, rispettivamente al primo ed al secondo piano dell'edificio, da $1/8$ ed $1/6$ delle corrispondenti forze peso. Nel RDL 431 del 1927 venne introdotta la suddivisione in zone sismiche, e L'Aquila, così come i comuni ad essa limitrofi, rientrava in II categoria: per tener conto delle sollecitazioni sismiche alle masse di ciascun piano erano applicate forze orizzontali pari ad

$1/10$ del corrispondente peso, per altezze fino a 15 metri, o pari ad $1/8$ per altezze superiori.

I cambiamenti significativi contenuti nelle normative antisismiche promulgate negli anni successivi, tra il 1930 ed il 1937 (RDL 682/1930, RDL 640/1935, RDL 2105/1937), riguardavano essenzialmente l'entità delle forze statiche equivalenti da assumersi nel calcolo strutturale: il rapporto tra le forze orizzontali ed il peso delle masse su cui agivano, per le località di II categoria, venne dapprima assunto pari a 0.05 (RDL 640/1935) ed infine a 0.07 (RDL 2105/1937). Tale valore venne confermato dalla Legge 1684 del 1962, che aumentava, però, i limiti di altezza dei nuovi edifici, fissando in sette il numero massimo di piani. Va inoltre segnalata la classificazione sismica, in questo stesso anno, di 10 ulte-

¹ Università degli Studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Ingegneria Strutturale.

² ReLUIS - Presidente della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica.

riori comuni della provincia.

Con il Decreto Ministeriale 40 del 1975 si apportarono fondamentali innovazioni all'analisi sismica che, per la prima volta, teneva realmente conto delle caratteristiche dinamiche degli edifici. Gli effetti dell'azione sismica, nel DM 40/1975, potevano essere valutati mediante analisi statica o dinamica. Nel primo caso la risultante del sistema di forze laterali applicate all'edificio, detto W il peso complessivo delle masse strutturali, risultava pari a:

$$F_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I \cdot W$$

in cui il *coefficiente di risposta* R era funzione del periodo proprio di vibrazione. L'intensità dell'azione sismica era legata al coefficiente C :

$$C = (S-2)/100$$

dove il grado di sismicità S , per i comuni in seconda categoria, assumeva valore pari a 9. I coefficienti ε , β e I erano legati rispettivamente alla compressibilità del terreno, alla eventuale presenza di elementi resistenti come pareti e alla destinazione d'uso dell'opera. Assumendo tali coefficienti pari ad 1 si otteneva, per $T \leq 0.8$ sec:

$$F_h = 0.07 \cdot W$$

ritrovando di fatto lo stesso fattore di proporzionalità tra forze orizzontali e peso strutturale fino ad allora adottato. Tuttavia, le forze laterali da applicare all'edificio erano ora proporzionali all'altezza dell'impalcato dallo spicco delle fondazioni, seguendo una distribuzione lineare "a triangolo invertito" che maggiormente rispecchia l'effettiva risposta dinamica della struttura. Tale normativa consentiva anche l'impiego dell'analisi dinamica lineare.

Il Decreto Ministeriale del 24 Gennaio 1986 non apportò novità significative sotto l'aspetto di definizione dell'input sismico, così come il DM emanato nel 1996. In tale Decreto si introduceva il metodo degli Stati Limite, e a tale proposito si indicava che l'accelerazione di progetto andava moltiplicata, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, per un fattore pari a 1.5, affermando implicitamente che una progettazione alle Tensioni Ammissibili con un input sismico pari a 0.07 g garantisse agli edifici la stessa capacità sismica di una progettazione secondo il metodo degli Stati Limite con un input pari a $(1.5 \times 0.07g) = 0.105$ g.

Va inoltre sottolineato che il primo testo normativo contenente indicazioni costruttive esplicitamente tese a garantire una maggiore duttilità, locale e

globale, nel comportamento sismico delle strutture è la Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 65 del 1997 relativa proprio all'attuazione del suddetto DM. In essa venivano indicate regole costruttive tese, in generale, a garantire maggiore duttilità locale, attraverso limiti riguardanti le dimensioni degli elementi e le percentuali di armatura trasversale e longitudinale in travi e pilastri, con prescrizioni specifiche per le zone di estremità, oltre a regole relative all'ancoraggio delle armature. Attenzione veniva posta anche ai nodi trave-colonna, sia riguardo alla continuità delle armature longitudinali che alla presenza di staffatura. Sebbene anche in precedenza le prescrizioni normative imponessero il rispetto di limiti relativi alle dimensioni trasversali e alle percentuali di armatura degli elementi resistenti, è solo con tale normativa che si introduce propriamente l'adozione dei dettagli sismici intesi in senso moderno. Tuttavia, un aspetto essenziale in termini di risposta globale quale la regolarità del sistema strutturale, sia in pianta che in elevazione, veniva in tale normativa definito ancora "di difficile codificazione", e le indicazioni a riguardo rimanevano piuttosto qualitative.

La richiesta sismica definita nelle normative di epoca passata, fin qui illustrate, va ovviamente intesa come una accelerazione di progetto *inelastica*, ed essa include implicitamente, oltre alla accelerazione attesa al suolo (legata alla pericolosità sismica del sito) anche un fattore legato alla risposta strutturale (funzione delle caratteristiche dinamiche dell'edificio) ed un fattore riduttivo dell'input elastico che dipende dalla capacità di dissipazione energetica in campo plastico. Tale capacità è legata al rispetto di principi costruttivi che garantiscono una adeguata duttilità della risposta strutturale, sia a livello locale che globale; ciò è espresso esplicitamente solo nelle normative più recenti attraverso l'adozione del *fattore di struttura*. Con l'OPCM 3274 del 2003, integrata dalla successiva 3431 del 2005, si introduceva una definizione radicalmente innovativa dell'input sismico. Veniva infatti fornito al progettista uno spettro di risposta *elastico*, di forma costante al variare del livello di sismicità, "ancorato" ad un valore di accelerazione di picco su suolo rigido differente a seconda della zona considerata. In particolare, per le località in seconda zona sismica come L'Aquila la PGA assumeva un valore pari 0.25 g. L'intero spettro così ottenuto andava quindi eventualmente amplificato mediante dei fattori legati alla stratigrafia ed alla topografia del sito. Tale spettro di pseudo-accellerazione veniva quindi opportunamente ridotto mediante un fattore di struttura q , funzione innanzi-

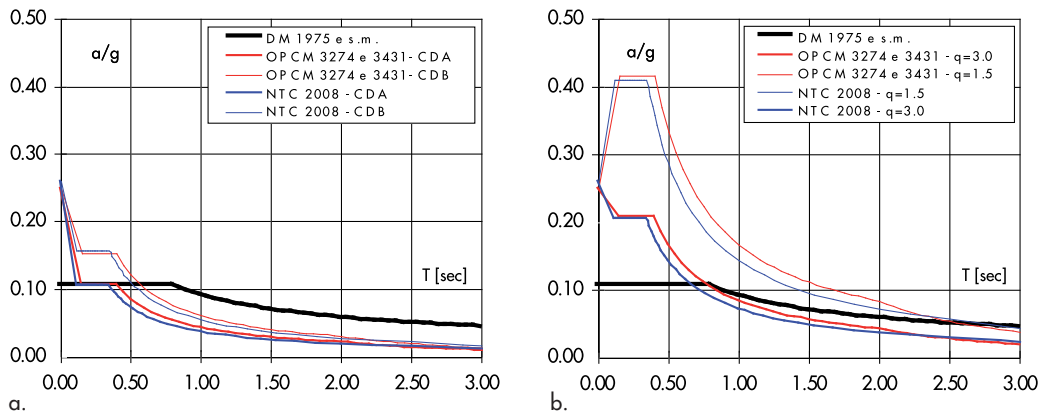


Fig. 2
 Comparazione tra la richiesta sismica dettata dal DM 1975 e s.m. e quella definita nelle recenti normative per edifici di nuova progettazione (a) ed edifici esistenti (b).

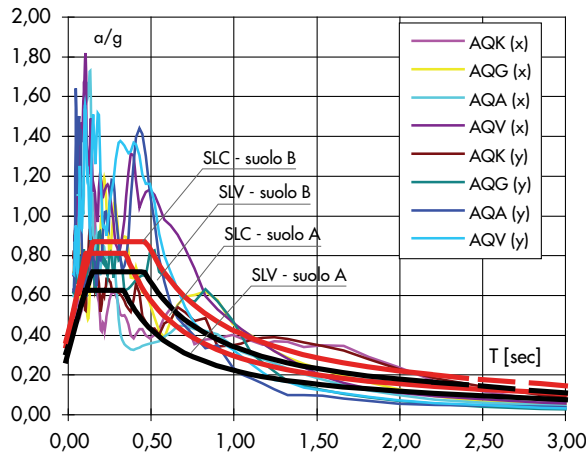
zitutto della tipologia strutturale. Inoltre, tale Ordinanza introduceva esplicitamente il principio di gerarchia delle resistenze: con tale criterio si intendeva, da un lato, assicurare che le richieste di deformazione inelastica si concentrassero nel maggior numero possibile di elementi duttili e non negli elementi caratterizzati da minori capacità rotazionali (ovvero nelle travi e non nei pilastri, dato il differente regime di sollecitazione assiale), e da un altro garantire una sovrarresistenza ai meccanismi resistenti relativi a possibili crisi di natura fragile rispetto ad altre di natura duttile, favorendo il verificarsi delle seconde rispetto alle prime. Il rispetto dei principi di regolarità strutturale era inoltre meglio codificato rispetto alla normativa precedente: erano fissati limiti percentuali per le possibili variazioni di massa, rigidezza, resistenza e dimensioni della sezione orizzontale dell'edificio lungo l'altezza. Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008, attualmente in vigore, che definisce l'accelerazione

massima attesa al suolo non più in base alla suddivisione del territorio in zone sismiche bensì in maniera puntuale, in funzione delle effettive coordinate geografiche del sito di interesse, nel caso de L'Aquila fornisce un valore di PGA attesa per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della vita, ovvero una accelerazione caratterizzata da una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, pari a 0.261 g, di poco superiore al precedente valore di 0.25 g. In Tabella 1 è riportato uno schema riassuntivo dell'azione sismica di progetto definita dalle precedenti normative per la città de L'Aquila. I valori del rapporto a/g riportati in tabella vanno intesi come accelerazioni inelastiche di progetto, da impiegare in calcoli secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili (MTA) o degli Stati Limite (SLU). A partire dal DM del 1975, come visto in precedenza, viene fornito uno spettro di risposta e l'accelerazione di progetto risulta essere funzione del periodo di vibrazione della struttura. I

Tabella 1 - Evoluzione dell'azione sismica di progetto per la città de L'Aquila

	provvedimento legislativo	a/g	distribuzione forze laterali
MTA	RDL 573/1915	0.125 al I piano 0.167 al II piano	Proporzionale alle masse
	RDL 431/1927	0.100 per h≤15 m	
	RDL 682/1930	0.125 per h>15 m	
	RDL 640/1935	0.05	
	RDL 2105/1937	0.07	
	Legge 1684/1962		
	DM 40/1975		
	DM 24.1.1986		
SLU	DM 16.1.1996	0.07×1.5=0.105	Analisi statica e dinamica lineare
	OPCM 3274/2003	0.25×2.5/3.0=0.208	
	OPCM 3431/2005	0.25×2.5/1.5=0.417	
	DM 14.1.2008	0.261×2.5/3.0=0.218 0.261×2.5/1.5=0.435	

Fig. 3
Confronto tra gli spettri di accelerazione del sisma de L'Aquila e gli spettri di progetto del DM 2008 allo SLV e allo SLC.



valori di a/g riportati vanno quindi intesi come accelerazioni massime e si riferiscono al plateau della forma spettrale. In accordo con la OPCM 3274 del 2003 e con i successivi provvedimenti l'input sismico è definito in base ad uno spettro di risposta elastico, opportunamente ridotto di un fattore di struttura che per gli edifici esistenti assume valori compresi tra 1.5 e 3.0. I valori riportati per tali normative corrispondono agli estremi di questo intervallo.

La richiesta sismica definita nelle normative di epoca passata può essere identificata con la *minima* capacità degli edifici costruiti in accordo con le normative stesse. Essa può essere quindi confrontata con la richiesta sismica dettata dalla normativa attualmente in vigore e con l'effettiva richiesta del sisma de L'Aquila. In particolare, in figura 2 si illustrano le forme spettrali, su suolo rigido, definite nella OPCM 3431 e nel DM 14/1/2008, per le verifiche allo SLU e allo SLV rispettivamente, dapprima per le due classi di progettazione (Alta e Bassa duttilità) quindi assumendo un fattore di struttura pari a 1.5 o 3.0, valori che definiscono l'intervallo proposto per la valutazione degli edifici esistenti. Tali spettri sono messi a confronto con l'accelerazione di progetto definita nel DM 40/1975 e mantenuta costante fino al DM del 16/1/1996, moltiplicata del fattore 1.5, definito in quest'ultimo per le verifiche allo Stato Limite Ultimo. Fino ad un periodo di vibrazione di 0.8 secondi, questa accelerazione vale quindi 0.105 g. Tale grafico può dunque ritenersi ragionevolmente rappresentativo dell'accelerazione inelastica capace degli edifici costruiti a L'Aquila nel rispetto di normative vigenti, di fatto, almeno fino al 2003.

Come si può osservare dal grafico in figura 2a, focalizzando in particolare l'attenzione sui plateau dei differenti spettri, un edificio progettato in base all'azione sismica definita da una vec-

chia normativa, ma con caratteristiche tali da rientrare secondo quella attuale in Classe di Duttilità "A", disporrebbe di una capacità, in termini di accelerazione equivalente, tale da soddisfare l'attuale richiesta sismica, grazie all'adozione di un fattore di struttura pari a 5.85. Tale fattore, in generale, esprime la capacità di dissipazione energetica di una struttura in campo plastico e ciclico, ovvero la sua duttilità.

Tuttavia, le normative che hanno regolato la costruzione degli edifici in epoca passata, come illustrato in precedenza, non includevano regole di progettazione tali da garantire sotto l'azione sismica una duttilità disponibile, locale e globale, comparabile con quella offerta da edifici costruiti nel rispetto delle attuali indicazioni; risulta pertanto palese che gli edifici esistenti non garantiscono, in generale, un comportamento altrettanto duttile sotto l'azione sismica. Il fattore di struttura da adottare nella loro valutazione assume quindi valori più bassi; secondo l'attuale normativa, esso risulta compreso tra 1.5 e 3.0 a seconda "della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche". Assumendo valori di q compresi in tale intervallo, il rapporto tra la domanda sismica dettata dall'attuale normativa e la capacità dei suddetti edifici esistenti assume un valore pari, almeno, a 2. L'implicito fattore di sicurezza contenuto nella norma attuale comporta una probabilità di collasso per lo Stato Limite di Salvaguardia della vita, data la vita nominale di riferimento, nell'ordine di 10^{-6} . Un rapporto tra domanda e capacità pari (almeno) a 2 non comporterebbe, ovviamente, il superamento dello Stato Limite in oggetto per ogni edificio. La percentuale attesa di strutture interessate da tale superamento, sull'intera popolazione, sarebbe però chiaramente maggiore rispetto alla suddetta probabilità.

Va inoltre sottolineato che l'effettiva richiesta del sisma de L'Aquila si è rivelata particolarmente

gravosa, anche confrontata con quanto imposto dalla normativa attuale, sia per lo SLV che per lo SLC. In figura 3 si possono osservare gli spettri elastici ottenuti a partire dagli accelerogrammi registrati, per entrambe le componenti orizzontali, nelle stazioni AQA, AQV, AQG e AQK, prossime al centro della città, su siti caratterizzati da classificazione stratigrafica compresa tra A e B (Ameri et al., 2009). Sono inoltre riportati gli spettri di norma relativi a tali tipologie di terreno. I reali spettri del sisma sono caratterizzati, ovviamente, da una elevata irregolarità, specie per periodi corrispondenti al range di valori del teorico plateau. Le considerazioni finora svolte non tengono conto, però, dell'interazione delle strutture resistenti con elementi non strutturali come le tamponature. Da un lato la distribuzione di tali elementi può originare irregolarità in pianta e/o in elevazione che provocano concentrazioni locali di richiesta plastica talvolta tali da condurre al collasso (es. effetto pilotis). D'altro canto, però, il contributo delle tamponature si traduce, in termini di taglio resistente globale, in una maggiore capacità sismica.

2.5.2.1 Elementi non strutturali e verifiche di deformabilità

I Decreti Ministeriali emanati nel 1975 e nel 1986 fornivano istruzioni relative al calcolo delle massime deformazioni della struttura sotto l'azione sismica, tuttavia non era imposta una relativa verifica, a meno che non vi fosse la particolare esigenza di limitare gli spostamenti al fine di preservare la funzionalità di eventuali dispositivi di vincolo o di collegamento.

Con il DM del 16/1/1996, invece, si imponeva una verifica al fine di limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti. Detti η_p e η_d gli spostamenti elastici dovuti rispettivamente al sisma e ai restanti carichi agenti sulla struttura, gli spostamenti totali η_t si valutavano come:

$$\eta_t = (\eta_p \pm \lambda \eta_d) / \chi$$

dove λ variava in funzione del coefficiente di importanza, assumendo valori rispettivamente pari a 2, 3 o 4 per I pari a 1, 1.2 o 1.4. Per le verifiche agli Stati Limite, χ era da assumersi pari a 1.5.

In corrispondenza degli spostamenti così calcolati non doveva verificarsi, in particolare, l'espulsione dei pannelli di tamponatura interni ed esterni. A tale scopo, lo spostamento di interpiano era limitato a 0.002 volte la relativa altezza h nel caso di elementi non strutturali in materiale fragile aderenti alla struttura. Tale limite diveniva pari a

0.004 h se i suddetti elementi non strutturali erano realizzati in modo da "non interferire" con la deformabilità della struttura.

La Circolare del M.LL.PP. emanata nel 1997, inoltre, forniva istruzioni rivolte specificamente alla valutazione dell'interazione tra telaio e pannelli di tamponatura.

Con l'OPCM 3431 si definiva l'azione sismica allo Stato Limite di Danno in base allo spettro elastico utilizzato per le verifiche allo Stato Limite Ultimo diviso per un fattore pari a 2.5.

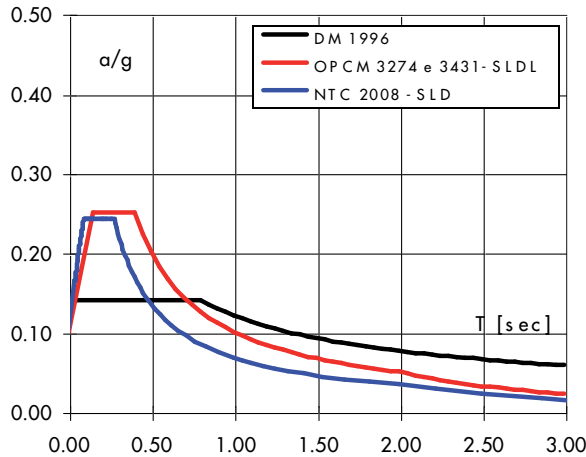
Gli spostamenti elastici di interpiano associati a tale azione di progetto andavano quindi confrontati con i limiti di deformabilità dati rispettivamente da 0.005 h (altezza di interpiano) nel caso di "tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa" o da 0.01 h nel caso di "tamponamenti progettati in modo da non subire danni [...] per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura". Risulta quindi evidente l'incremento dei suddetti limiti di deformabilità rispetto a quelli prescritti dalla precedente normativa, a fronte però di un differente input sismico, come in seguito si mostrerà nel dettaglio. Per gli elementi non strutturali, in generale, andava poi eseguita una verifica specifica nei confronti dell'azione sismica; per i tamponamenti, questa si traduceva in una verifica nei confronti di un possibile ribaltamento fuori dal piano, che si poteva però ritenere soddisfatta se venivano adottati opportuni accorgimenti costruttivi. Inoltre, una distribuzione "fortemente irregolare" dei tamponamenti in pianta o in elevazione, non meglio definita, era penalizzata dalla norma incrementando l'effetto dell'azione sismica per tener conto di una possibile concentrazione di danno causata da tale irregolarità. Possibili effetti di interazione locale dovuti a tamponamenti parziali conducevano, inoltre, a prescrizioni specifiche riguardanti le armature e le sollecitazioni di taglio da assumere nel calcolo dei pilastri.

Nelle nuove Norme Tecniche emanate nel 2008 l'azione da considerare nelle verifiche allo Stato Limite di Danno è data da uno spettro corrispondente ad una specifica PGA, caratterizzata da una probabilità di superamento nell'arco della vita nominale della struttura pari al 63%.

I limiti di deformabilità imposti nelle verifiche allo SLD ricalcano quanto prescritto dalla OPCM 3431, così come le ulteriori indicazioni relative alla presenza degli elementi non strutturali.

Lo spettro fornito dal DM del 1996 ai fini delle verifiche di deformabilità può essere ricavato assumendo che gli spostamenti elastici dovuti ai carichi diversi dal sisma siano trascurabili; in tal

Fig. 4
Confronto tra lo spettro di progetto del DM 1996 per le verifiche di deformabilità e gli spettri forniti dalle recenti normative per le verifiche allo SLD.



modo, per strutture con coefficiente di importanza unitario ($\lambda = 2$), si ottiene che gli spostamenti da assumere in una verifica agli Stati Limite erano dati da:

$$\eta_i = 2 \cdot \eta_d / 1.5$$

dove η_d sono gli spostamenti elastici dovuti all'effetto del sisma, ovviamente associati alla richiesta definita nella normativa per le verifiche agli Stati Limite. In conclusione, lo spettro di accelerazione fornito dal DM 1996 per le verifiche di deformabilità per località in II categoria, assumendo ϵ , β ed I pari ad 1, era dato da:

$$\begin{aligned} a/g &= 0.14 && \text{per } T \leq 0.8 \text{ sec} \\ a/g &= 0.14 \cdot 0.862/T^{2/3} && \text{per } T > 0.8 \text{ sec} \end{aligned}$$

In figura 4 sono illustrati gli spettri definiti dalle Ordinanze 3274 e 3431 e dalle NTC del 2008

per le verifiche allo Stato Limite di Danno. Le accelerazioni corrispondenti ai plateau dei suddetti spettri sono date rispettivamente da 0.25 g e 0.242 g.

Come detto in precedenza, i limiti di deformabilità (espressi in termini di spostamenti interpiano) variano sensibilmente tra la normativa del 1996 e le successive. A parità di condizioni nel collegamento tra tamponamenti e telaio in c.a., tali limiti incrementano nel rapporto di 1 a 2.5, passando ad esempio, nel caso di tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, da 0.002 a 0.005 volte l'altezza di interpiano. Nel contempo le corrispondenti richieste sismiche, in termini di accelerazione massima, variano anch'esse diminuendo nella proporzione di 1.7÷1.8 a 1. Complessivamente, i limiti di deformabilità imposti nel DM del 1996 risultavano dunque maggiormente restrittivi.

2.5.3 I danni strutturali e non strutturali

Di seguito sono riportati e discussi i principali danni strutturali e non strutturali che hanno caratterizzato la risposta del costruito in c.a. della città de L'Aquila e di alcuni paesi limitrofi. Le immagini fotografiche (Verderame et al., 2009) riportate sono relative principalmente ai primi giorni successivi alla scossa del 6 aprile. In generale i danni agli elementi strutturali non sono frequenti e in ogni caso non si presentano particolarmente estesi sulla intera struttura; viceversa il danneggiamento degli elementi non strutturali quali le tamponature interne o esterne ha interessato la maggior parte del costruito in c.a.

2.5.3.1 I pilastri e le pareti

La maggior parte dei danni strutturali subiti dai pilastri sono da ricondursi ad una serie di meccanismi di crisi che una moderna progettazione antisismica tende a evitare o comunque a limitare. È bene ricordare che durante un evento sismico

i pilastri sono sottoposti ad una notevole sollecitazione flessionale e tagliante. Le massime sollecitazioni flessionali, accompagnate dallo sforzo assiale indotto dalla sovrapposizione dei carichi gravitazionali e delle forze sismiche, si registrano in prossimità delle estremità del pilastro; proprio in queste zone, in relazione all'entità del sisma, può concentrarsi la richiesta di duttilità rotazionale. Risulta pertanto necessario assicurare, in tali sezioni, da un lato una adeguata duttilità e contemporaneamente evitare, stante le notevoli richieste deformative della armatura longitudinale, il fenomeno dell'instabilità delle barre compresse.

In tal senso, le indicazioni di una moderna progettazione, quali quelle riportate nel D.M. del 14 Gennaio 2008, sono finalizzate proprio ad incrementare la duttilità di sezione. La limitazione della percentuale di armatura longitudinale, a parità di resistenza flessionale, conduce ad una maggiore capacità deformativa in ter-



Fig. 5
Pilastro con barre lisce ed insufficiente armatura trasversale (a); crisi pressoflessionale di un pilastro circolare (b).

mini di curvatura della sezione; l'infittimento delle staffe e l'adozione di tirantini conduce, attraverso l'azione di confinamento esercitata sul calcestruzzo compresso, ad un ulteriore aumento della curvatura di sezione. In parallelo, la limitata dimensione del passo delle staffe consente di prevenire l'instabilità delle barre compresse o comunque di incrementare la richiesta deformativa in corrispondenza della quale si instaura tale fenomeno.

Tuttavia, come anticipato, tali considerazioni sono subordinate al rispetto di criteri e limitazioni tipici di una moderna progettazione sismica che in Italia sono presenti solo a partire dall'emanazione della Circolare del M.LL.PP. n. 65 del 1997, seppur in maniera sintetica e limitata, e successivamente definiti e chiariti con l'OPCM 3274 del 2003, integrata dall'OPCM 3431 del 2005 sino all'attuale D.M. 14/1/2008 e relativa Circolare n. 617 del 2/2/2009.

Risultano pertanto non difforni rispetto alle indicazioni normative precedenti al 1997 pilastri in c.a., progettati e realizzati antecedentemente a tale data, caratterizzati da elevate percentuali di armatura longitudinale ovvero da modeste sezioni trasversali, da passi delle staffe elevati (al minimo di 15-20 cm) oppure da staffe chiuse con ganci a 90°.

In figura 5a è riportata l'immagine della sezione di base di un pilastro d'angolo appartenente ad un edificio in c.a. realizzato nel centro storico de L'Aquila e risalente senza dubbio agli anni '50-'60. Infatti, è facile constatare la presenza di armatura longitudinale costituita da barre lisce e da staffe di piccolo diametro (6 mm) chiuse con ganci a 90°; inoltre è palese la totale

assenza di armature trasversali nei primi 40-50 cm del pilastro a partire dalla sezione di interfaccia con il nodo trave-colonna.

In parallelo, in figura 5b, è riportata l'immagine di un pilastro circolare di un edificio realizzato nella zona di Pettino a L'Aquila durante gli anni '80 caratterizzato da un danneggiamento tipicamente pressoflessionale; è evidente l'espulsione del copriferro di calcestruzzo causato dall'eccessiva deformazione in compressione e accompagnato da un fenomeno di instabilità delle armature longitudinali. Anche in questo caso il passo delle staffe risulta non soddisfacente seppur probabilmente conforme alle norme vigenti all'epoca della sua realizzazione.

Analogamente la sollecitazione tagliante può indurre una crisi fragile con notevole limitazione della capacità dissipativa del pilastro. Ricondurre la resistenza a taglio al solo passo delle staffe può risultare assai semplificativo. In una moderna progettazione sismica la progettazione a taglio non può prescindere da un criterio di gerarchia delle resistenze ossia tra la resistenza flessionale del pilastro e per l'appunto quella tagliante.

Al fine di prevenire una crisi fragile in campo post-elastico il taglio di progetto viene valutato con riferimento alla massima resistenza flessionale dei pilastri; tale considerazione si specializza nel caso dei pilastri, attraverso un semplice equilibrio alla rotazione, nel rapporto tra la somma della resistenza flessionale nelle due sezioni di estremità del pilastro diviso la luce dello stesso. La manipolazione mediante un coefficiente amplificativo del taglio così valutato consente di poter prevenire una crisi tagliante. Nella

Fig. 6
Crisi a taglio di pilastri.



valutazione dell'azione tagliante viene presa in considerazione anche l'eventuale interazione con le tamponature adiacenti. Infatti, nel caso di tamponamenti che non si estendono per l'intera altezza del pilastro il taglio viene calcolato sulla luce del pilastro, al netto della tamponatura.

Inoltre, mediante l'adozione di opportuni modelli di capacità, si tiene conto del degrado dei meccanismi resistenti del calcestruzzo con la richiesta di duttilità ciclica (CEN, 2005).

Tali prescrizioni sono presenti nella normativa italiana solo dal 2003 attraverso la già citata OPCM 3274. In precedenza, la progettazione a taglio dei pilastri veniva effettuata con riferimento ad una sollecitazione tagliante derivante direttamente dalle analisi lineari (statiche e solo successivamente dinamiche). La sollecitazione tagliante così valutata può condurre, stante la totale assenza di un principio di gerarchia delle resistenze, ad una resistenza tagliante assolutamente sottodimensionata rispetto alla corrispondente resistenza flessionale; in altre parole non si ha alcun controllo sul meccanismo di crisi della colonna che può a priori risultare tanto duttile, ossia governato dalla plasticizzazione flessionale, quanto fragile.

Tali considerazioni sono confermate dalle immagini fotografiche riportate in figura 6.

Con riferimento ad un pilastro di sezione rettangolare, presumibilmente di dimensione (30x100) cm, di un edificio in c.a. progettato e realizzato durante gli anni 80, risulta evidente la crisi a taglio che ha caratterizzato l'estremità superiore del pilastro (Fig. 6a). Le staffe definite da un passo di 15-20 cm risultano sottodimensionate rispetto alle dimensioni della sezione trasversale

(inerzia) causando una prematura crisi a taglio. È inoltre interessante osservare la natura fragile del meccanismo di crisi evidenziata dalla frantumazione del calcestruzzo all'interno della gabbia di armatura tridimensionale. Si noti la totale perdita di ancoraggio della terza e della quarta staffa a partire dalla sezione di estremità superiore della colonna con relativa apertura delle stesse. In figura 6b è invece riportata la crisi a taglio di un pilastro circolare di diametro di circa 30 cm. Anche in questo caso si registra un passo delle staffe insufficiente causa da un lato della crisi a taglio evidenziata dalla tipica fessurazione diagonale e dall'altro della instabilità delle barre longitudinali della colonna.

Al fine di evidenziare il ruolo non secondario che l'interazione con elementi non strutturali adiacenti quali tamponamenti, realizzati in laterizio o in calcestruzzo, può avere sulla risposta a taglio delle colonne si riportano in figura 7 i danni subiti da alcuni pilastri in c.a. In particolare, l'immagine fotografica di figura 7a evidenzia una serie di pilastri circolari caratterizzati dalla presenza di un balastra in calcestruzzo che interagisce per circa un terzo dell'altezza netta degli stessi. La diminuzione di altezza libera dei pilastri, causata dalla presenza efficace della balastra, conduce ad un incremento della sollecitazione tagliante non compatibile con la resistenza a taglio delle colonne con conseguente crisi delle stesse. Tale fenomeno interessa tutte le colonne, come può facilmente osservarsi, che sono caratterizzate dall'interazione con la suddetta balastra.

L'immagine di figura 7b riporta una tipica situazione di edifici in c.a. caratterizzati dalla presenza di un piano seminterrato adibito a garage



Fig. 7
Crisi a taglio di pilastri adiacenti ad una tamponatura parziale (a); crisi a taglio di un pilastro tozzo adiacente alle pareti di un seminterrato (b).



Fig. 8
Crisi a taglio di un pilastro tozzo di una scala.

o deposito. Il piano seminterrato risulta caratterizzato da pareti, spesso realizzate in calcestruzzo, finalizzate al contenimento della spinta del terreno contiguo; l'altezza delle pareti è limitata rispetto alla corrispondente altezza dei pilastri al fine di consentire la realizzazione di vani finestra per l'illuminazione degli ambienti. Tale soluzione conduce, pertanto, ad una notevole diminuzione della luce netta del pilastro con conseguente incremento della richiesta tagliante. Oltretutto, la ridotta luce libera di inflessione può trasformare il generico pilastro da un elemento tipicamente snello ad un elemento caratterizzato da un rapporto luce/dimensione trasversale tale da potersi definire tozzo; tale circostanza non risulta secondaria in quanto il meccanismo resistente a taglio di un pilastro tozzo risulta diverso

da quello di un generico elemento snello. Pertanto, non considerare l'interazione delle pareti di contenimento nella fase di calcolo del pilastro conduce ad una prematura crisi fragile caratterizzata generalmente da una eccessiva compressione diagonale del calcestruzzo.

Anche i pilastri del vano scala possono essere oggetto di crisi fragile. Le comuni tipologie strutturali del vano scala risultano, generalmente, caratterizzate da elementi di discontinuità rispetto alla tipica maglia rettangolare realizzata da travi e pilastri. Esso, infatti, risulta costituito da un lato dalla presenza di elementi inclinati ad asse spezzato, quali solette rampanti o travi a ginocchio, e dall'altro dalla presenza di elementi tozzi (pilastri) derivanti dall'intersezione dei primi con i pilastri del vano scala. Tali elementi contribui-

Fig. 9
Danneggiamento subito
dalle pareti in c.a.



scono a fornire, in un approccio lineare del problema, una elevata rigidità traslante del corpo scala, attribuibile sia alla rigidità assiale degli elementi inclinati che alla maggiore rigidità traslazionale dei pilastri tozzi. Per tali ragioni gli elementi costituenti il vano scala sono spesso caratterizzati da consistenti richieste sismiche. I pilastri tozzi, proprio per loro configurazione geometrica, sono soggetti ad elevate richieste taglianti che possono condurre ad una prematura crisi fragile. In figura 8 è riportato un vano scala a due rampanti ortogonali caratterizzato dalla presenza di gradini a sbalzo incastrati nella contigua trave a ginocchio. In particolare, il pilastro di spigolo di luce ridotta (più che dimezzata), per effetto della presenza delle due travi a ginocchio, è caratterizzato da una tipica crisi a taglio causata dal conseguente aumento di richiesta tagliante e dalla scarsa resistenza a taglio; l'ammontare della armatura trasversale – passo e diametro delle staffe – risulta inadeguato.

Le crisi a taglio hanno caratterizzato anche la risposta delle pareti in c.a. In via esemplificativa sono riportati in figura 9 i danni subiti da due pareti, caratterizzate da un diverso rapporto di forma; il danno riportato dalle due pareti si manifesta in una consistente fessurazione diagonale. In tal senso, risulta evidente la modesta percentuale di armatura longitudinale e trasversale soprattutto se confrontata con i minimi prescritti dalle moderne indicazioni progettuali.

2.5.3.2 I nodi trave colonna

Una regione critica di particolare importanza è, senza dubbio, il nodo trave-colonna. In questa zona geometricamente molto ristretta, le sollecitazioni

provenienti dagli elementi adiacenti, le travi e i pilastri, si concentrano sul pannello di calcestruzzo e sulle barre di armatura, spesso con gradienti molto elevati. Il comportamento del nodo influenza significativamente la risposta dell'intero sistema strutturale, sia in termini di deformabilità – causata dalla fessurazione del pannello di calcestruzzo e dallo scorrimento delle armature longitudinali – che in termini di resistenza se sopraggiunge in maniera prematura una crisi a taglio del pannello nodale.

La crisi del pannello nodale è governata principalmente dai meccanismi resistenti a taglio e dai meccanismi di aderenza. La distribuzione delle forze con cui vengono trasferite le azioni flettenti e taglianti applicate al pannello nodale conduce, infatti, ad una fessurazione diagonale che può eventualmente condurre ad una crisi per eccessiva compressione diagonale del nodo con conseguente riduzione di resistenza e di rigidità della connessione. Il degrado ciclico delle prestazioni di aderenza, invece, conduce da un lato ad una riduzione della resistenza flessionale e della duttilità degli elementi che concorrono nel nodo e dall'altro ad un incremento della deformabilità di piano.

Pertanto, nell'ottica di una progettazione sismica che favorisce i meccanismi duttili risulta necessario prevenire la crisi a taglio dell'intersezione nodale mediante opportune regole di dimensionamento e una adeguata armatura trasversale. Infatti, una prematura crisi del nodo, quale elemento di connessione tra le travi e pilastri, limiterebbe la capacità resistente e quella deformativa degli elementi direttamente ad esso collegati. In generale, il dimensionamento del nodo è subor-



Fig. 10
Crisi di un pannello di nodo non staffato con evidente buckling delle armature compresse (a); crisi per fessurazione diagonale di un pannello di nodo (b).

dinato alla condizione che la compressione diagonale esercitata dalle azioni indotte dagli elementi contigui risulti compatibile con la resistenza a compressione del calcestruzzo; inoltre, al fine di assicurare l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale deve prevedersi una adeguata armatura trasversale costituita da staffe orizzontali che interessano l'intera altezza del nodo. La presenza, infatti, della armatura trasversale consente il trasferimento delle azioni applicate al nodo, successivamente alla fessurazione diagonale del pannello, mediante la formazione di un sistema resistente a traliccio costituito da una serie di puntoni di calcestruzzo, dall'armatura longitudinale del pilastro e per l'appunto dalle staffe orizzontali.

In tal modo, è possibile assicurare lo sviluppo di meccanismi duttili negli elementi contigui (travi) senza pervenire ad una indesiderata crisi fragile del pannello nodale.

Tali prescrizioni sono presenti nelle indicazioni normative italiane solo dal 2003 grazie all'OPCM 3274; inoltre, solo con la Circolare del M.LL.PP. del 1997 si rendeva necessaria una armatura trasversale dei nodi, la cui entità era semplicemente costituita da staffe in quantità almeno pari alla maggiore prevista all'estremità dei pilastri contigui inferiormente e superiormente.

Risulta, pertanto, evidente che gli edifici in c.a. progettati in epoca antecedente al 1996 sono caratterizzati da intersezioni nodali definite, con molta probabilità, dalla totale assenza di staffe; tale circostanza impedisce, in fase post-fessurativa, la formazione del meccanismo resistente a traliccio e di conseguenza riduce, in maniera non trascurabile, la capacità resistente del pannello nodale.

Tali considerazioni trovano conferma anche nei danni subiti dagli edifici in c.a a seguito della scossa del 6 aprile. In figura 10a è riportato un nodo trave-colonna di estremità (nodo esterno) caratterizzato da una estesa fessurazione (danneggiamento) del calcestruzzo costituente il pannello nodale. L'assenza di staffe all'interno del pannello ha inoltre causato, probabilmente per effetto della azione sussultoria del sisma, il buckling delle barre di armatura longitudinale della colonna passanti all'interno del nodo che hanno prodotto una estesa espulsione del copriferro di calcestruzzo. È interessante evidenziare come l'assenza delle staffe, e quindi di una gabbia di armatura bidimensionale, abbia prodotto anche la perdita di ancoraggio delle armature longitudinali delle travi adiacenti.

L'immagine riportata in figura 10b mostra, invece, una tipica crisi per fessurazione diagonale del pannello di calcestruzzo appartenente ad un nodo di estremità. La fessura in maniera palese parte dallo spigolo inferiore (intersezione tra il pilastro inferiore e la trave adiacente) e termina nello spigolo superiore (intersezione tra il pannello e il pilastro superiore) causando la totale perdita di monoliticità della connessione. L'assenza di staffe nel nodo determina, inoltre, il buckling della barra longitudinale esterna del pilastro che interessa anche parte del pilastro inferiore sguarnito, anch'esso, di staffe almeno per i primi 30-40 cm.

Altro aspetto singolare tra i danni registrati sugli edifici in c.a. a seguito del sisma aquilano è la perdita di connessione all'interfaccia tra il nodo e il pilastro inferiore; in altre parole una crisi per taglio attrito.

Fig. 11
Crisi in corrispondenza
dell'interfaccia nodo-
pilastro.



Generalmente nessuna prescrizione normativa, né italiana né internazionale, prevede di effettuare una verifica per taglio attrito all'interfaccia tra pilastro e nodo, in quanto attraverso una serie di accorgimenti, connessi da un lato alla cura della superficie di ripresa di getto e dall'altro alla disposizione delle armature longitudinali del pilastro si assicura, in maniera tacita, che suddetta verifica risulti soddisfatta. Infatti, i principali meccanismi resistenti post-fessurativi connessi (i) all'attrito all'interfaccia calcestruzzo-calcestruzzo (ii) all'effetto spinotto prodotto dalle barre di armatura longitudinale del pilastro passanti nel nodo ed infine (iii) al cosiddetto effetto *clamping* prodotto dallo snervamento delle armature longitudinali assicurano il trasferimento dalla massima sollecitazione tagliente dal pilastro al nodo.

Il meccanismo attritivo è chiaramente influenzato dall'entità dello sforzo assiale del pilastro e dalla scabrezza (coefficiente di attrito) della superficie di ripresa di getto; una scarsa cura della superficie può limitare l'entità di siffatto meccanismo. L'effetto *clamping* è anch'esso un meccanismo attritivo – integrativo del precedente – e risulta proporzionale all'entità della armatura longitudinale.

L'effetto spinotto, non trascurabile in fase post-fessurativa, è strettamente connesso all'ammontare dell'armatura longitudinale ma soprattutto, vista la posizione centrifugata delle barre longitudinali, all'efficacia delle staffe immediatamente contigue alla sezione di interfaccia (quindi nel nodo e all'estremità del pilastro) quale vincolo traslazionale allo spostamento della barre longitudinali del pilastro coinvolte nel meccanismo resistente.

In figura 11a è riportata una crisi per perdita di

connessione tra l'intersezione nodale e il pilastro inferiore. Risulta palese la scarsa cura della ripresa di getto evidenziata dalla presenza di uno scalino all'interfaccia nodo-pilastro; è ragionevole ipotizzare un modesto coefficiente di attrito. Inoltre, la presenza di una armatura longitudinale del pilastro costituita, presumibilmente, da sole quattro barre verticali associata all'assenza di staffe sia nel nodo che nella zona immediatamente al di sotto riduce notevolmente l'azione prodotta dall'effetto spinotto in quanto limitata sia dalla modesta entità dell'armatura longitudinale ma anche dall'espulsione del copriferro esterno quale unico vincolo traslazionale allo spostamento orizzontale delle barre. La notevole variazione dello sforzo assiale associata alla singolare azione sussultoria che ha caratterizzato il sisma aquilano ha infine ridotto la già modesta azione resistente attritiva causata dalla scarsa cura della superficie di interfaccia nodo-pilastro.

Anche la fotografia di figura 11b evidenzia una netta separazione all'interfaccia nodo-pilastro inferiore. L'assenza di staffe nel nodo e la diminuzione di sforzo assiale associata all'azione sussultoria del sisma riducono in maniera drastica, rispettivamente, l'azione resistente associata al meccanismo di spinotto delle armature longitudinali e a quello attritivo all'interfaccia nodo-pilastro.

2.5.3.3 Le tamponature

È stato già precedentemente evidenziato come le indicazioni relative ai limiti deformabilità di piano finalizzati a ridurre il danneggiamento delle tamponature siano state introdotte nella normativa italiana solo nel 1996 mediante il



Fig. 12
Crisi di pannelli di tamponatura per fessurazione diagonale (a), (b) o per schiacciamento degli spigoli (c).

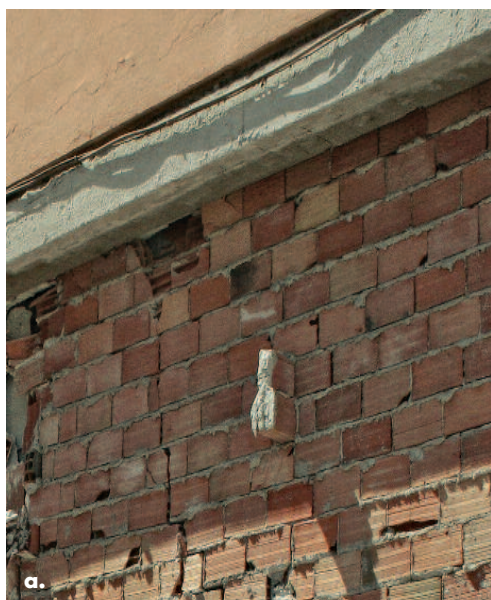
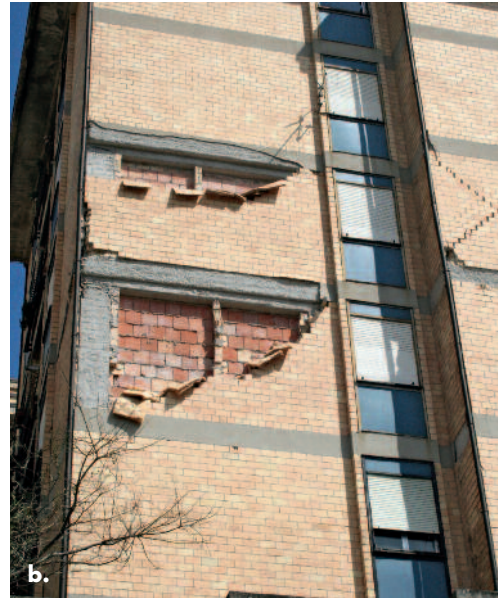


Fig. 13
Presenza di collegamento trasversale tra le due fodere costituenti la tamponatura.

D.M. 16/1/1996 e successivamente modificati e integrati con l'OPCM 3274 nel 2003. Pertanto, è ragionevole presumere che gran parte del costruito aquilano risulti caratterizzato da una progettazione sismica della struttura in c.a. assolutamente estranea al controllo della deformabilità di piano. Tuttavia, va sottolineato che anche nell'ipotesi di una progettazione finalizzata alla limitazione del danneggiamento delle tamponature, nel rispetto del D.M. 16/1/1996 ovvero del D.M. 14/1/2008, vista la notevole PGA che ha caratterizzato il sisma aquilano, sarebbe stato comunque lecito attendersi un esteso danneggiamento degli elementi non strutturali quali le tamponature esterne. In generale i meccanismi di crisi di una tamponatura possono sinteticamente riassumersi in: (i)

crisi per scorrimento orizzontale nella zona centrale della tamponatura, (ii) crisi per trazione diagonale sempre nella zona centrale della tamponatura, (iii) crisi per schiacciamento della tamponatura in prossimità degli spigoli dove è applicata direttamente la pressione di contatto. In figura 12 sono riportate le immagini relative al danneggiamento di due edifici le cui tamponature sono caratterizzate da una tipica fessurazione per trazione diagonale. Nel primo caso, figura 12a, è interessante notare come la fessurazione interessi il tamponamento contiguo ai vani finestra e si concentri ai primi piani dell'edificio; nel secondo caso, figura 12b, la fessurazione diagonale è evidenziata maggiormente dallo strato di intonaco esterno visto che la fodera esterna della tamponatura è costituita da mattoni piani.

Fig. 14
Crisi della fodera esterna
della tamponatura.



L'immagine fotografica di figura 12c invece riporta una tipica crisi per schiacciamento degli spigoli. Il ribaltamento fuori dal piano del pannello di tamponatura costituente la fodera esterna evidenzia la crisi per eccessiva compressione dello spigolo superiore della fodera interna della tamponatura; evidente appare anche la fessura, almeno a livello di intonaco ma presumibilmente anche a maggiore profondità, localizzata alla testa del pilastro adiacente conseguenza dell'interazione tra pannello e pilastro.

La maggior parte delle tamponature esterne aquilane sono del tipo a doppia fodera ossia costituite da un pannello di tamponatura interno (generalmente in laterizio) e da un pannello di tamponatura esterna realizzato in laterizio o mattoni. Il collegamento tra le due fodere è realizzato mediante l'interposizione di elementi di laterizio, singoli ovvero a tutta altezza, posti lunga la direzione trasversale della tamponatura (vedi fig. 13); tuttavia, è lecito evidenziare dei dubbi sull'efficacia di tale collegamento.

Inoltre, generalmente, la tamponatura interna risulta incassata lungo i quattro lati all'interno del telaio in c.a., costituito dai due pilastri di estremità e dalle due travi inferiore e superiore; viceversa la tamponatura esterna risulta incassata solo alle due travi, superiore e inferiore mediante la realizzazione di un dente di modeste dimensioni.

Tale soluzione realizzativa conduce ad una ridotta interazione tra la struttura in c.a. e il pannello esterno di tamponatura sia per effetto delle azioni sismiche nel piano della tamponatura che in quello ad esso ortogonale. Infatti, il modesto grado vincolare dei pannelli esterni

associato all'inefficacia, o in taluni casi all'assenza, del collegamento tra i due pannelli (interno ed esterno) costituenti la tamponatura si manifesta nel solo danneggiamento del pannello esterno il quale, per effetto della contemporaneità dell'azione sismica lungo due direzioni, successivamente ribalta in parte o in toto come evidenziato in figura 14.

La presenza delle aperture (quali finestre o balconi) si manifesta sempre come una discontinuità all'interno della tamponatura influenzando la risposta della stessa, sia in termini di rigidità che nello sviluppo dei meccanismi resistenti. In figura 15 sono riportati alcuni danneggiamenti registrati dalle tamponature di edifici in c.a. aquilani caratterizzati da una diversa posizione dell'apertura o comunque da un diverso rapporto tra l'area delle aperture e quella del pannello di tamponamento.

Non trascurabile è l'effetto dell'interazione tra le tamponature e la struttura in c.a. sia in termini locali che globali. Come già evidenziato in precedenza l'interazione locale tra la tamponatura e l'adiacente pilastro può condurre (i) nel caso di tamponatura estesa solo parzialmente lungo l'altezza del pilastro, ad una riduzione della luce libera dello stesso con relativo incremento dell'azione tagliante che può causare una prematura crisi fragile, (ii) oppure può attraverso una azione di compressione diagonale esercitare una notevole sollecitazione tagliante concentrata nella zona di estremità del pilastro con conseguente crisi fragile (vedi Fig. 12c).

In termini globali l'interazione tra struttura e tamponature oltre a incrementare la rigidità dell'edificio e di conseguenza l'accelerazione



Fig. 15
Crisi di tamponature con
differenti tipologie di
aperture.

spettrale richiesta può, se distribuita in maniera disuniforme, risultare causa di irregolarità planimetrica o in elevazione.

2.5.3.4 Regolarità in pianta e in elevazione

Il concetto di regolarità in pianta o in elevazione è introdotto, seppur in maniera qualitativa, per la prima volta nella normativa italiana con la Circolare n. 65 del 1997. Solo con l'OPCM 3274 del 2003 sino al D.M. del 2008 vengono prescritti dei limiti finalizzati ad una definizione quantitativa della regolarità planimetrica e di quella in elevazione.

L'adozione di forme planimetriche compatte ovvero caratterizzate da una limitazione dimensionale delle relative appendici, la distribuzione uniforme dei sistemi resistenti nell'ambito della planimetria, la realizzazione di un impalcato di elevata rigidezza rispetto ai sistemi resistenti verticali conduce ad assicurare una regolarità planimetrica.

Viceversa, verificare che la distribuzione delle masse, delle rigidzze e delle resistenze di piano non risulti caratterizzata da brusche variazioni consente di ottenere una struttura in c.a. regolare in elevazione.

Tuttavia, tali prescrizioni possono da sole non bastare ad evitare, ovvero a limitare, le possibili sorgenti di irregolarità non esplicitamente considerate nella fase di progettazione della struttura in c.a.. È il caso delle tamponature che, interagendo con la struttura, possono modificare in maniera sostanziale la distribuzione delle rigidzze e delle resistenze sia in pianta che in elevazione. Si rende, pertanto, necessario evitare una distribuzione non uniforme delle tamponature oppure, in

caso contrario, considerare in maniera esplicita nel calcolo strutturale la presenza di siffatte irregolarità. Come già anticipato, le ultime indicazioni normative forniscono una serie di prescrizioni finalizzate a perseguire tale obiettivo incrementando in ambito planimetrico l'eccentricità accidentale oppure il tagliante al piano che risulta caratterizzato dalla discontinuità in termini di distribuzione altimetrica delle tamponature.

Alcuni casi singolari di crisi registratisi durante l'evento sismico e imputabili ad una irregolarità in pianta o in elevazione sono riportate nelle immagini di figura 16. In generale, nell'immagine fotografica di sinistra è riportato l'edificio integro (stato di fatto pre-sisma) mentre a destra l'edificio danneggiato (stato di fatto post-sisma). Il primo edificio, sito in Via Porta Napoli, (Fig. 16a) evidenzia una notevole irregolarità in elevazione sottolineata da sistemi resistenti che dal piano terra non si estendono a tutta altezza; parallelamente il secondo livello è caratterizzato da una evidente discontinuità nella distribuzione delle tamponature sul lato di sinistra dell'edificio (portico-terrazzo). Proprio a questo piano si registra una notevole concentrazione del danno che conseguentemente ha causato il crollo della parte superiore dell'edificio sui piani sottostanti. Gli altri due edifici (Figg. 16c e 16e) siti in Via Dante Alighieri, nella zona di Pettino a L'Aquila, sono viceversa definiti da una morfologia planimetrica riconducibile ad una T pertanto irregolare. A tale aspetto si accompagna una diversa distribuzione delle tamponature del piano terra, rispetto ai restanti piani, causata dalla presenza dei vani che consentono l'accesso ai garage sottostanti. Entrambi gli edifici sono caratterizzati da

Fig. 16
 Collapsi per meccanismi di piano soffice: edifici siti in Via Porta Napoli (a), (b) ed in Via Dante Alighieri in località Pettino (c), (d), (e), (f).



una concentrazione del danno proprio al piano terra (soft-storey) riconducibile, in primo luogo, al mancato rispetto del principio di gerarchia delle resistenze trave-pilastro, alla minore resistenza di

piano della struttura tamponata e presumibilmente alla interazione locale tra le tamponature e i pilastri contigui che ha causato una prematura crisi fragile degli stessi.

Bibliografia

Regio Decreto Legge n. 573 del 29/4/1915 - "Che riguarda le norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite dal terremoto del 13 Gennaio 1915", G.U. n. 117

dell'11/5/1915.

Regio Decreto Legge n. 431 del 13/3/1927 - "Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti", G.U. n. 82 dell'8/4/1927.

Regio Decreto Legge n. 682 del 3/4/1930 - "Nuove

- norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località sismiche", G.U. n. 133 del 7/6/1930.
- Regio Decreto Legge n. 640 del 25/3/1935 - "Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti", G.U. n. 120 del 22/5/1935.
- Regio Decreto Legge n. 2105 del 22/11/1937 - "Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti", G.U. n. 298 del 27/12/1937.
- Legge n. 1684 del 25/11/1962 - "Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche", G.U. n. 326 del 22/12/1962.
- Decreto Ministeriale n. 40 del 3/3/1975 - "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", G.U. n. 93 dell'8/4/1975.
- Decreto Ministeriale del 24/1/1986 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica", G.U. n. 108 del 12/5/1986.
- Decreto Ministeriale del 16/1/1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", G.U. n. 29 del 5/2/1996.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 65 del 10/4/1997 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996", G.U. n. 97 del 28/4/1997.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", G.U. n. 105 dell'8/5/2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/2005 - "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003", G.U. n. 107 del 10/5/2005.
- Decreto Ministeriale del 14/1/2008 - "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", G.U. n. 29 del 4/2/2008.
- Circolare n. 617 del 2/2/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008", G.U. n. 47 del 26/2/2009.
- Ameri G., Augliera P., Bindi D., D'Alema E., Ladina C., Lovati S., Luzi L., Marzorati S., Massa M., Pacor F., Puglia R. (2009) - "Strong-motion parameters of the Mw = 6.3 Abruzzo (Central Italy) earthquake", <http://esse4.mi.ingv.it/>.
- Verderame G.M., Iervolino I., Ricci P. (2009) - "Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th April 2009 time 1:32 (UTC) - L'Aquila M = 5.8", ReLUIS, <http://www.reluis.it/>.
- CEN (2005) - "European standard EN1998-3. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", European Committee for Standardisation, Brussels.