

# Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in C.A. progettati per soli carichi verticali mediante una procedura semplificata

## Assessment of seismic vulnerability of R.C. GLD buildings by means of a simplified procedure

Bruno Calderoni<sup>1</sup>, Antonio Sandoli<sup>2</sup>, Luciano Migliaccio<sup>3</sup> ■

### Sommario

Il susseguirsi di eventi sismici negli ultimi decenni ha comportato un aggiornamento continuo della zonizzazione sismica del territorio Nazionale, che è stato infine classificato interamente sismico con l'entrata in vigore delle NTC08.

D'altra parte la gran parte degli edifici esistenti (costruiti negli anni '60 e '70) al momento della progettazione ricadevano in aree non classificate sismiche o comunque a sismicità medio/bassa. Pertanto la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in c.a., concepiti per sopportare solo i carichi verticali (GLD), è diventata una problematica molto attuale anche e soprattutto nella gestione dell'emergenza e delle situazioni post-sisma. Molto spesso però non è possibile condurre valutazioni approfondite sulla capacità sismica di tali edifici, soprattutto in relazione alla tempistica connessa alla necessità di programmazione di erogazione dei fondi per le ricostruzioni. Ad esempio con l'Ordinanza n. 86 del 6/12/2012 del Presidente della regione Emilia Romagna, viene richiesta la determinazione del "fattore di accelerazione" utile poi alla definizione del livello operativo (E1, E2, o E3) della struttura da effettuarsi anche con valutazioni approssimate.

Nella presente memoria viene quindi proposta una metodologia semplificata, di carattere sufficientemente generale, per la valutazione speditiva della capacità sismica di edifici esistenti in c.a. utile soprattutto quando è indispensabile ottenere risposte abbastanza affidabili in tempi ridotti. Il metodo viene spiegato partendo dalla sue posizioni di base fino alla validazione mediante analisi numeriche non lineari più sofisticate. Nella memoria proposta si fa riferimento ad un caso reale di un fabbricato esistente situato a Mirandola (Modena), progettato (per soli carichi verticali) intorno agli anni '60, che è rimasto anche in parte danneggiato a seguito del sisma di maggio 2012. Questo edificio rispecchia una tipologia strutturale molto diffusa sul territorio Nazionale, che può essere considerato come specifica delle costruzioni dal dopoguerra fino alla fine degli anni '80.

**Parole chiave:** Edifici esistenti in c.a., vulnerabilità sismica, procedura semplificata.

### Abstract

*The seismic events occurred in Italy in the last decades led to a continuous updating of the seismic zones. At now practically the whole country is classified as seismic area.*

*On the other hand, the majority of existing r.c. buildings, erected before the '80s, were designed with reference to gravity loads only (GLD buildings). However they have also the capacity to face some amount of horizontal seismic actions.*

*The evaluation of this seismic capacity is often necessary in order to define the advisability of repairing or strengthening damaged (or also non-damaged) buildings.*

*Nevertheless, for an effective management and programming of the post-seismic phase, the authorities have to define in a short time the fund's amount and allotment for the re-construction operations. Therefore a quick evaluation of the seismic capacity of the buildings is a fundamental task, in order to verify the convenience of rebuilding instead of repairing and vice-versa.*

*In this framework, the Emilia Romagna Code n. 86 of 6/12/2012 requires to determine an operative level (E1, E2, o E3) of the structure related to a so-called "acceleration factor", which can be evaluated by means of simplified procedure.*

*In this paper a quick method for evaluation of seismic vulnerability of GLD r.c. buildings, based on some simplified hypotheses, is proposed. It is explained in details and validated by means of linear and non-linear analyses, with reference also to a specific study case.*

<sup>1</sup> Università degli Studi di Napoli "Federico II", Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura Srl - [calderon@unina.it](mailto:calderon@unina.it)

<sup>2</sup> Università degli Studi di Napoli "Federico II", Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura Srl - [antonio.sandoli@unina.it](mailto:antonio.sandoli@unina.it)

<sup>3</sup> Libero professionista – ACDL s.r.l. Napoli - [lucianomigliaccio@libero.it](mailto:lucianomigliaccio@libero.it)

*The considered study case is a building, placed in Mirandola (Modena), designed and erected in the '60s, that resulted damaged by the seismic event of May 2012. Its structural typology can be considered as representative of the GLD r.c. buildings erected in Italy in the period since the '50s up to the end of the '80s, so being very appropriate as example for the proposal method.*

**Keywords:** GLD buildings, seismic vulnerability, simplified procedure.

## 1. Introduzione

La sequenza sismica Emiliana del maggio 2012 ha prodotto notevoli danneggiamenti al tessuto edilizio, interessando principalmente, com'è noto, gli edifici industriali e monumentali. Anche gli edifici in c.a., quasi tutti progettati negli anni '60 e '70 per i soli carichi verticali (GLD), hanno subito in molti casi danni non trascurabili, richiedendo interventi di recupero e/o rafforzamento in genere difficili e costosi.

Pertanto, superata la fase di emergenza post-sisma, è risultata indispensabile effettuare una valutazione del grado di sicurezza degli edifici per definire l'opportunità di conservare il bene, rinforzandolo opportunamente, ovvero di demolirlo o ricostruirlo. Ciò anche in relazione all'esigenza di ridurre la tempistica di intervento e definire una ragionevole modalità di erogazione dei fondi disponibili.

Ed infatti, a seguito del sisma del 2012, la Regione Emilia Romagna (Ordinanza n. 86 del 6/12/2012) ha richiesto esplicitamente la determinazione di un fattore di accelerazione ( $f_a$ ,  $S_{LV}$ ), definito come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta l'edificio al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (PGA) e quella ( $\alpha_g$ ,  $S_{LV}$ ) corrispondente al periodo di ri-

torno di riferimento: in funzione di tale fattore si definisce il livello operativo della costruzione, suddiviso in tre categorie (E1, E2 ed E3), per ciascuna delle quali è stabilita l'entità del massimo contributo economico che può essere corrispondentemente erogato per l'esecuzione delle opere di riparazione e rafforzamento.

Come appare logico anche agli scriventi, è stato chiaramente specificato che la valutazione della capacità della struttura nello stato originario può (o forse deve) essere svolta con metodologie approssimate.

Già nel recente passato, soprattutto ma non solo, ai fini di una valutazione del rischio sismico su scala medio-ampia, sono state proposte alcune possibili metodologie di valutazione speditiva la cui applicazione, però, è sembrata agli scriventi non del tutto alla portata del tecnico militante, richiedendo la stima di molti parametri numerici su base qualitativa indicato anche in Dolce e Moroni (2005), Gattesco et al. (2012) e Mazzotti et al. (2013).

Nella presente memoria, quindi, viene proposta una possibile procedura semplificata che può essere facilmente utilizzata per la stima della vulnerabilità sismica di edifici in c.a. con struttura portante a travi e pilastri, di tipo usuale per costruzioni in zona non sismica precedenti agli anni '80 come indicato in Pagano (1968).

Tale metodologia è stata sviluppata anche con riferimento ad un caso studio reale di un edificio esistente situato a Mirandola, che è stato danneggiato in modo significativo (ma non determinante, a parere degli scriventi) dal terremoto del 2012.

I risultati ottenuti con il metodo semplificato sono stati poi confrontati con quelli di analisi numeriche lineari e non lineari per la validazione e l'eventuale raffinamento di quanto proposto.

## 2. L'edificio di studio

L'idea di mettere a punto un metodo semplificato per la valutazione della capacità sismica di edifici in c.a. esistenti è nata da un caso reale, per il quale alcuni degli autori dovevano valutare il fattore di accelerazione come richiesto dalla già richiamata Ordinanza n. 86 della regione Emilia-Romagna.

L'edificio in oggetto era stato già analizzato, su-

Figura 1  
L'edificio di Mirandola: vista.



bito dopo il sisma, dai tecnici compilatori della scheda AEDES, i quali lo classificarono totalmente inagibile (classe E), definendolo pericoloso (in relazione alla possibilità di crollo) anche per gli edifici circostanti.

Nel periodo immediatamente successivo è stato effettuato un ulteriore accurato sopralluogo del fabbricato, sia all'esterno che all'interno ed a tutti i piani. Avendo reperito presso gli uffici tecnici dell'amministrazione comunale una buona parte del progetto strutturale esecutivo dell'edificio (redatto agli inizi degli anni '60), è stato possibile definire con una certa accuratezza le dimensioni e le armature dei pilastri, anche attraverso saggi di confronto, e definire con buona approssimazione le resistenze dei materiali impiegati. La conoscenza di tali dati ha quindi consentito lo svolgimento delle analisi strutturali più accurate per il confronto, di cui si dirà nel seguito.

La costruzione (Figura 1) è un tipico edificio per civili abitazioni dell'epoca, avente un piano terra, cinque piani in elevazione ed un piano sottotetto. La pianta, la cui forma è assimilabile ad una "H" poco accentuata, non simmetrica rispetto alle due direzioni principali (Figura 4), si mantiene costante a tutti i piani. La superficie di ogni piano è di circa 370 m<sup>2</sup>, con interpiano di 3.3 m.

Dal punto di vista strutturale, l'impostazione è quella tipica dell'edificio progettato per i soli carichi verticali in zona non sismica. La struttura portante, interamente in c.a., è costituita da pilastri e travi, per lo più emergenti, che sorreggono solai del tipo latero-cementizio gettati in opera con travetti dotati di fondello in laterizio.

La scala, posizionata in zona abbastanza centrale, è del tipo a soletta rampante in c.a. (probabilmente non alleggerita), sostenuta da travi di piano in corrispondenza del pianerottolo di arrivo e da travi disposte a metà altezza del piano dal lato del pianerottolo di riposo.

La fondazione è di tipo diretto a travi rovesce disposte sul perimetro dell'edificio ed in corrispondenza dei telai centrali. Non sono stati eseguiti saggi di verifica, anche perché l'edificio non presentava dissesti ascrivibili a problemi fondali e le fondazioni, come è noto, a meno dei fenomeni di amplificazione connessi al terreno, difficilmente costituiscono un elemento critico per tale tipologia di edifici in caso di sisma.

I muri perimetrali esterni (tamponature) sono a doppio paramento, con l'esterno quasi ovunque in mattoni pieni e l'interno in mattoni forati, di limitato spessore e disposti di coltello. Essi appaiono ben incassati nelle maglie strutturali definite dalle travi e dai pilastri perimetrali (telai di bordo) e non presentano, a tutti i piani, particolari irregolarità di disposizione. Solo al piano terra, le aperture di accesso ai box auto, occupano

completamente le corrispondenti maglie strutturali, per cui le pareti di facciata interessate risultano prive di irrigidimento al primo livello.

Dalle zone nodali leggermente dissestate dei pilastri del primo ordine, è stato possibile accertare che, come assolutamente normale per gli edifici di quell'epoca, le barre di acciaio utilizzate sono del tipo liscio, le quantità di armatura disposte nei pilastri sono in genere abbastanza esigue (con poche barre di limitato diametro) e non sono presenti staffe nei nodi. È facile ipotizzare che tali situazioni sono ricorrenti in tutti i nodi trave-pilastro.

### 3. Analisi dei danni

A seguito delle due scosse principali del 20 e del 29 maggio, l'edificio ha avuto nel complesso un comportamento soddisfacente, anche se ha riportato un danneggiamento abbastanza diffuso, soprattutto agli elementi non strutturali, che lo ha reso di fatto inutilizzabile.

La struttura portante dell'edificio ha subito danni limitati alle zone nodali di alcuni pilastri del piano terra all'attacco con il primo impalcato (Figura 2), dove il calcestruzzo si è fessurato con interessamento soprattutto della sua parte corticale più esterna. In pratica si tratta di espulsione del copriferro favorito dall'effetto combinato della mancanza di armature trasversali e della sagomatura (non corretta) delle armature verticali del pilastro, che sono state bruscamente piegate verso l'interno per seguire la risega dovuta al restringimento di sezione del pilastro stesso. Tali espulsioni e fessurazioni sono correlabili alla

Figura 2.  
Un nodo danneggiato al 1 impalcato.



sofferenza a compressione del calcestruzzo nella zona del nodo, dovuta alle sollecitazioni flessionali aggiuntive nel pilastro e nella trave nonché all'azione concentrata dei pannelli murari racchiusi nella corrispondente maglia strutturale. In pratica si è verificato un inizio di plasticizzazione del nodo, ovviamente dove il pilastro presenta una sezione ridotta.

Nel resto dell'edificio non si sono manifestate altre significative plasticizzazioni dei pilastri, né alla base né in corrispondenza dell'attacco con gli altri orizzontamenti. Solo un paio di pilastri d'angolo esterni hanno subito una evidente rottura a taglio del nodo alla sommità del primo livello, sempre in corrispondenza del restringimento dell'impalcato, dovuta molto probabilmente all'azione concentrata del puntone formato nel corrispondente pannello di tamponatura. Non vi sono stati nemmeno apprezzabili fenomeni di inclinazione verticale dei pilastri (drift residuo di piano) né disallineamenti nei nodi.

Per quanto riguarda le travi, esse non presentavano evidenti fenomeni di fessurazione imputabili all'azione del sisma, se non quelli già evidenziati nei nodi danneggiati dei pilastri al primo livello.

I solai (latero-cementizi gettati in opera) hanno subito, ma quasi esclusivamente al piano terreno, fenomeni locali di "sfondellamento" dei laterizi, soprattutto in corrispondenza dell'attacco con i tramezzi, dove essi hanno "puntato" a causa della deformazione locale di piano.

La struttura portante della scala, compresi i pilastri di competenza, non ha subito danni significativi.

Le tamponature esterne dell'edificio, invece, si presentavano con estese fessurazioni diagonali, ma solo ai piani bassi (1°, 2° e 3° livello). Come ovvio, i danni più rilevanti si sono evidenziati soprattutto nei pannelli più tozzi, definiti dal susseguirsi delle finestre, con dislocamenti parziali delle parti triangolari definite dalle lesioni a croce di Sant'Andrea.

Significativi sono risultati i danni subiti dalle partizioni interne in laterizio forato, soprattutto in quelli del piano terra, con diffuse lesioni diagonali nell'intonaco e nei blocchi in laterizio, nonché lesioni di distacco verticali ed orizzontali dagli elementi strutturali. Tale tipologia di danno è quella maggiormente presente al primo ed al secondo livello, mentre ai piani superiori i danni alle pareti interne (come per quelle esterne) si attenuano fino a scomparire quasi del tutto a quelli più alti.

Chiaramente tutti i fenomeni di danneggiamento riscontrati sono quelli tipici del comportamento strutturale degli edifici a struttura intelaiata in caso di sisma, nei quali soprattutto le tamponature, ma anche le tramezzature, svolgono un im-

portante ruolo di irrigidimento delle maglie dei telai. Essi effettivamente assorbono un'aliquota significativa delle azioni sismiche e limitano le sollecitazioni negli elementi in c.a., rendendo quindi l'edificio in grado di resistere ben al di là di quanto sarebbe consentito dalla sola resistenza di travi e pilastri. Questi ultimi, infatti, progettati quasi unicamente per sopportare carichi verticali, presentano in genere resistenza flessionale insufficiente nonché limitata duttilità (e quindi capacità dissipativa) in caso di formazione in essi di cerniere plastiche.

Le tamponature e i tramezzi, inoltre, quando ben incassati nelle maglie strutturali, contribuiscono notevolmente a ridurre gli spostamenti relativi tra i piani ed anche quelli assoluti. A tal proposito risulta congruente con la tipologia strutturale di questi edifici in c.a. il fatto che i danni maggiori nelle pareti di perimetro e divisorie si manifestino ai piani bassi ed intermedi, dove si hanno i maggiori inter-story drift tra gli impalcati; invece ai piani più alti gli spostamenti relativi sono minori (per cui gli elementi strutturali e non strutturali si danneggiano di meno) mentre gli spostamenti assoluti maggiori determinano i tipici movimenti e ribaltamenti di mobili, arredi e suppellettili.

#### 4. Il metodo semplificato per la valutazione speditiva della capacità sismica

Il "fattore di accelerazione" ( $f_{a, SLV}$ ), come già detto, è il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta l'edificio al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (PGA) e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento ( $a_{g, SLV}$ ) relativa al suolo A. Pertanto, la sua valutazione corrisponde alla determinazione della capacità sismica dell'edificio e, quindi, dell'entità dell'eventuale deficit in termini di resistenza. Come consentito dall'Ordinanza, la valutazione può (o meglio deve) essere svolta adottando modelli meccanici comportamentali semplificati, che tengano però in conto in qualche modo anche della duttilità strutturale.

Per procedere occorre quindi definire un criterio di "resistenza" degli elementi strutturali (rispetto alle azioni sismiche) in modo da determinare il taglio massimo di piano corrispondente al criterio prescelto e da esso risalire alla PGA.

Il caso studio di questa memoria, che si può considerare abbastanza rappresentativo della tipologia degli edifici GLD anni '60/'70, è dotato di struttura resistente costituita da telai disposti secondo due direzioni principali ortogonali della pianta. L'impostazione del progetto, però, non è "sismica" e quindi la distribuzione dei telai è dettata dall'esigenza prevalente di sostenere i carichi verticali. Pertanto esistono in ognuna delle due direzioni alcuni telai dotati di

travi emergenti a collegare un certo numero di pilastri, mentre gli altri pilastri risultano collegati unicamente dai solai, non essendo presenti travi, nemmeno a spessore, lungo gli allineamenti che non sostengono solai.

Come è noto, la capacità di una struttura intelaiata in c.a. con riferimento ad una direzione dell'azione sismica è quasi integralmente fornita dai telai disposti in quella direzione e dotati di travi emergenti, mentre gli altri telai con travi a spessore o gli altri pilastri non collegati da travi non offrono in pratica un contributo significativo a tale capacità. Ciò è sicuramente vero finché la struttura rimane in campo elastico, nel qual caso la distribuzione delle forze esterne tra gli elementi strutturali è governata dalle rigidezze e quindi i telai molto deformabili (ovvero i pilastri singoli non collegati) non assorbono aliquote apprezzabili dei tagli sismici di piano. È possibile però estendere tale ragionamento anche al campo plastico, quando cioè gli elementi resistenti più rigidi raggiungono la loro massima resistenza, che conservano fino all'attingimento della loro massima capacità di deformazione plastica. Quando anche uno solo di tali elementi strutturali (in particolare i pilastri) raggiunge tale limite, la struttura si considera allo stato limite di salvaguardia della vita, che corrisponde quindi alla massima accelerazione al suolo che la struttura può fronteggiare, indipendentemente dal fatto che altri elementi strutturali (ad esempio i pilastri appartenenti ai telai non rigidi o del tutto privi di travi di collegamento) abbiano ancora capacità resistenti o, addirittura, siano ancora in campo elastico. Pertanto, considerando che la deformazione plastica limite (sia nel caso di rottura a taglio che di quella a flessione) di pilastri poco armati, poco staffati e privi di armature specifiche nei nodi (quali sono quelli degli edifici di questa tipologia) è molto bassa (Zhu et al., 2007), cioè la duttilità strutturale delle sezioni di estremità dei pilastri è sicuramente molto limitata, è molto probabile che il contributo alla resistenza globale degli elementi più deformabili resti comunque trascurabile. Infatti, perché tale capacità si attivi sono necessari (a causa della scarsa rigidezza) spostamenti elevati, in genere non compatibili con la limitata duttilità degli elementi più rigidi.

In definitiva si può ritenere che la capacità sismica dell'intera struttura in ciascuna delle due direzioni principali sia data, con buona approssimazione, dalla somma delle resistenze di piano di tutti i pilastri appartenenti ai telai dotati di travi emergenti e disposti in quella direzione, ipotizzando comunque che nessuno degli stessi pilastri raggiunga la deformazione ultima prima della plasticizzazione di tutti gli altri. Tale ultima ipotesi ovviamente non è a vantaggio di sicurezza;

ma, considerando che l'obiettivo della valutazione del fattore di accelerazione non è quello di valutare il livello di sicurezza dell'edificio in relazione ad un sisma di progetto (operazione che compete alla successiva fase di definizione degli interventi o di verifica dell'eventuale nuova struttura in sostituzione), bensì quello di definire il livello operativo convenzionale necessario per la valutazione del contributo massimo o della possibilità di demolizione, si ritiene più opportuno procedere senza applicare eccessivi margini di sicurezza.

La resistenza di piano di ciascun pilastro è il taglio massimo ( $V_{pil_i}$ ) che può sopportare. Esso deve essere valutato con riferimento sia alla resistenza a flessione (o meglio a pressoflessione) che a quella a taglio, considerando ovviamente la più bassa tra le due.

La resistenza a taglio ( $V_{RV}$ ) del pilastro è il massimo tra la resistenza della sezione non armata a taglio ( $V_{rd\ cfs}$ ) e quella valutata portando in conto anche le armature ( $V_{rd\ sta}$ ). Questa seconda, infatti, considerando la ridotta staffatura presente nei pilastri degli edifici in questione, spesso risulta inferiore a quella corrispondente al solo calcestruzzo. Si ha quindi:

$$V_{RV} = \max(V_{rd\ cfs}, V_{rd\ sta}) \quad (1)$$

Essendo (come da NTC 08):

$$V_{rd\ cfs} = ((0.18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c) b_w d \geq v_{\min} b_w d \quad (2)$$

$$V_{rd\ sta} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad (3)$$

dove (in accordo alla teoria del puntone ad inclinazione variabile):

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd}^2 (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) \quad (4)$$

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha \quad (5)$$

Con riferimento al comportamento flessionale la resistenza del pilastro ( $V_{RF}$ ) è pari al taglio corrispondente all'attingimento dei momenti flettenti ultimi ( $M_{Rd}$ ) ad entrambe le estremità dell'elemento:  $V_{RF} = (M_{Rd\ sup} + M_{Rd\ inf}) / h_p$  (6)

dove  $h_p$  è l'altezza di interpiano.

Il taglio  $V_{RF}$  è calcolato, quindi, considerando i momenti flettenti ultimi ai due estremi sempre di segno opposto, ipotizzando cioè un diagramma del momento nel pilastro intrecciato nell'interpiano (non importa a che altezza), come quasi sempre si verifica nel caso di telai con travi emergenti. D'altronde, se tale circostanza non fosse del tutto vera, come nei casi di travi a spessore (che peraltro si riscontrano raramente negli edifici considerati), il taglio nel pilastro connesso

alla flessione sarebbe più basso, dando luogo ad una resistenza globale di piano minore, in linea con le finalità della valutazione di cui si è già detto.

I momenti ultimi delle sezioni ( $M_{Rd}$ ) si valutano tenendo conto dello sforzo normale (da soli carichi verticali) agente nei vari elementi strutturali. Poiché negli edifici GLD il livello di compressione nel calcestruzzo dovuto ai soli carichi verticali è in genere in quasi tutti i pilastri quello al quale corrisponde la massima capacità flessionale (circa il 50% di  $f_{cd}$ ), si propone di non considerare nella valutazione degli  $M_{Rd}$  le variazioni di sforzo normale ( $\Delta N$ ) dovute all'azione sismica, che, sia in diminuzione che in aumento, porterebbero conseguentemente solo ad una leggera riduzione dei momenti ultimi praticamente trascurabile. In definitiva, la resistenza del singolo pilastro risulta:

$$V_{pil_i} = \min (V_{RF}; V_{RV}) \quad (7)$$

e quella dell'intero piano:

$$VP = \sum V_{pil_i} \quad (8)$$

In questa valutazione, però, non si è considerato il problema dei nodi trave-pilastro. Invece, nelle strutture "non sismiche" degli anni '60, i nodi non erano curati nei dettagli e, comunemente, erano privi di staffe orizzontali con ancoraggi insufficienti delle armature delle travi. Pertanto nella procedura semplificata proposta non si può prescindere dalla verifica della resistenza dei nodi, almeno per quelli esterni meno confinati.

A tal fine si propone di procedere in accordo a quanto indicato nella Circ. 617/2009 per gli edifici esistenti privi di specifica armatura nei nodi, per i quali si ipotizza un comportamento a puntone e tirante diagonali ed occorre verificare le corrispondenti tensioni di compressione e trazione nel calcestruzzo, come di seguito riportato:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3 \sqrt{f_c} \quad (9)$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (10)$$

essendo  $N$  lo sforzo normale agente nel pilastro,  $A_g$  l'area del nodo,  $V_n$  il taglio che sollecita nodo e  $f_c$  la resistenza a compressione del calcestruzzo. Invertendo le formule si può ricavare il massimo taglio sopportabile dal pilastro ( $V_{lim}$ ) con riferimento alla crisi del nodo per trazione e per compressione diagonale:

$$V_{lim,t} = A_g \sqrt{(\sqrt{0.3f_c})^2 + (0.3\sqrt{f_c})\sigma} \quad (11)$$

$$V_{lim,c} = A_g \sqrt{(0.5f_c)^2 - (0.5f_c)\sigma} \quad (12)$$

essendo  $\sigma$  la tensione media di compressione nel nodo  $\sigma = N / A_g$ .

Ovviamente il taglio resistente del nodo è il valore minore tra i due:

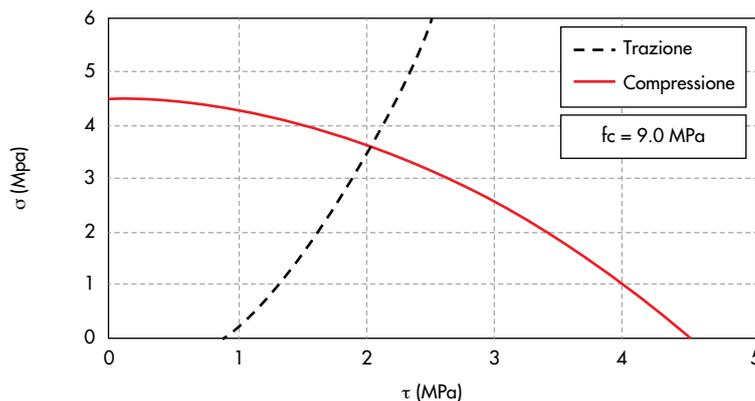
$$V_{R,nodo} = \min (V_{lim,t}; V_{lim,c}) \quad (13)$$

e deve essere confrontato con la resistenza a taglio del pilastro prima definita ( $V_{pil}$ ).

Nel caso  $V_{R,nodo} < V_{pil}$ , il contributo di quel pilastro alla resistenza totale dovrebbe essere sostituito proprio dalla (minore) resistenza del nodo. Però, considerando che la rottura del nodo in genere è di tipo fragile con duttilità molto limitata, si è preferito considerare nullo il contributo alla resistenza globale di piano di quei pilastri collegati a nodi per i quali si verifica la condizione  $V_{R,nodo} < V_{pil_i}$ , che pertanto non vengono più considerati, riducendo di conseguenza il valore di VP.

È interessante notare che, per gli edifici della tipologia considerata, è quasi sempre più gravosa per i nodi la condizione relativa alla compressione dell'elemento diagonale. Questo dipende dal fatto che le tensioni di compressione nei pilastri, già per i soli carichi verticali di esercizio, sono piuttosto elevate e quindi paragonabili con il valore limite accettabile ( $0.5f_c$ ). A tal proposito

Figura 3  
Resistenza del nodo per trazione e compressione.



nel grafico di Figura 3, a titolo di esempio, sono riportate le due resistenze di nodo (a trazione e a compressione), espresse come tensione tangenziale media di nodo, in funzione della tensione normale agente ( $\sigma$ ): da esso si evince che per  $\sigma$  elevate la resistenza a compressione del nodo risulta inferiore a quella a trazione e che essa diventa nulla se le  $\sigma$  agenti sono  $\geq 0.5f_c$ . Viceversa la resistenza a trazione del nodo cresce sempre all'aumentare della  $\sigma$  ed è inferiore all'altra solo per tensioni medie di compressione basse. Si noti che la resistenza a compressione considerata per tracciare il grafico ( $f_c = 9.0$  MPa), che potrebbe sembrare bassa, è quella che è risultata per il caso studio presentato nel paragrafo 5, così come meglio spiegato nello stesso.

È evidente che a rigore, nel caso in cui la resistenza dei nodi risulti nulla (caso che può essere non infrequente applicando il modello proposto dalla norma agli edifici esistenti) e si consideri la rottura del nodo un meccanismo del tutto fragile, l'edificio non avrebbe nessuna capacità sismica. Tale risultato, però, appare in evidente contrasto con la realtà se si considera che il risultato dell'applicazione pedissequa della norma condurrebbe ad affermare che nessun edificio esistente, della tipologia esaminata, sia in grado di sopportare alcun sisma, compreso quello del caso studio. È doveroso, comunque, segnalare che tale problema è ancora in discussione e che la ricerca non ha fornito al momento una risposta del tutto convincente.

Pertanto gli autori ritengono che, in questi casi, sia ragionevole procedere, come prima spiegato, annullando il contributo a taglio del pilastro interessato ma ipotizzando per lo stesso la capacità di continuare a sostenere comunque i carichi verticali.

Per quanto riguarda i valori delle resistenze dei materiali (acciaio e calcestruzzo) necessarie per la valutazione della capacità a taglio, essi in genere si ricavano dalla documentazione di progetto, se esistente, o da prove da effettuare direttamente sulla struttura.

In ogni caso, poiché ci si riferisce ad edifici esistenti e poiché la valutazione semplificata è mirata ad approssimare al meglio i risultati ottenibili con una analisi statica non lineare, in ossequio a quanto previsto dalle NTC08 e dalla Circolare, le resistenze da considerare sono quelle medie e non quelle caratteristiche. Ciò soprattutto per il calcestruzzo, per il quale la differenza tra il valore caratteristico e quello medio della resistenza a compressione è significativa, mentre è quasi ininfluenza per l'acciaio di armatura. Inoltre, a rigore di norma, il coefficiente riduttivo  $\gamma_M$  andrebbe applicato solo nel caso di meccanismi fragili (taglio nei pilastri e rottura dei nodi) e non per quelli duttili (flessione o pressoflessione). Su

questo punto, soprattutto per gli edifici esistenti, c'è ancora da discutere anche in considerazione del fatto che, ad esempio, la rottura per spostamento relativo testa-piede del pilastro implica l'esaurimento della duttilità, con schiacciamento del calcestruzzo, e quindi corrisponde ad una rottura fragile, anche se apparentemente corrispondente ad una rottura per flessione "ufficialmente" duttile.

Infine, come previsto dalle Norme, i valori di resistenza, ricavati sperimentalmente o recuperati documentalmente, dovranno essere modificati mediante il corrispondente fattore di confidenza definito in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Si noti che la valutazione va effettuata separatamente per le due direzioni principali X e Y dell'edificio, per ciascuna della quale potrebbe essere diverso il numero di pilastri da considerare, oltre, ovviamente, al loro orientamento.

Comunque, con riferimento ad una sola direzione, una volta ottenuta la resistenza a taglio di ciascun piano si deve definire il piano più debole, utilizzando un criterio da definire, basato, ad esempio, su una probabile distribuzione di forze orizzontali (ovvero di accelerazioni) lungo l'altezza dell'edificio. Per il momento, per semplicità, si fa l'ipotesi (come accade quasi sempre negli edifici reali) che il piano più debole sia il primo.

A questo punto si deve risalire dalla resistenza tagliante di piano all'accelerazione alla base massima sopportabile dall'edificio. Allora, prendendo nuovamente come riferimento l'analisi statica non lineare e considerando il valore di resistenza prima ricavato (VP) come il plateau di una corrispondente curva di push-over ideale, è necessario definire la massa eccitata, il primo periodo di vibrazione elastico ed il fattore di struttura.

Questo passaggio richiede una serie di ipotesi, che in realtà sono quelle alla base della stessa analisi statica non lineare.

Se ci si riferisce al metodo N2 (Faijfar e Gaspersic, 2000) (sul quale si basano le prescrizioni delle NTC08) occorre passare dalla curva di push-over della struttura reale a quella di un oscillatore semplice equivalente, dal quale (attraverso gli spettri elastici degli spostamenti) si ricava la "domanda" di spostamento elastico da confrontare con la "capacità" (spostamento ultimo in campo plastico) della struttura. Da questo confronto si risale poi all'accelerazione alla base sopportabile dall'edificio.

In questa sede, però, si preferisce ragionare direttamente sulla risposta elastica del sistema reale, ricavabile da una analisi modale completa come indicato in Bosco et al. (2009) e Calderoni et al. (2012), e non su quella di un SDOF equi-

valente, che richiede la definizione di una massa equivalente e di un corrispondente periodo di vibrazione.

Orbene, l'applicazione dell'analisi modale a strutture della tipologia in questione (edifici GLD a travi e pilastri con un numero di piani compreso tra cinque e dieci) mostra quasi sempre nella risposta elastica la notevole predominanza del primo modo di vibrare, con una massa eccitata ( $M_1$ ) di circa l'80% della massa totale dell'edificio. Pertanto si ritiene ragionevole rapportare la resistenza globale tagliante (VP) proprio a tale aliquota della massa totale della costruzione.

Poiché, però, il metodo semplificato proposto si deve applicare senza avere a disposizione i risultati dell'analisi modale, che invece fornirebbero direttamente (senza passare esplicitamente per i periodi dei vari modi) il valore dello spostamento elastico relativo ad una certa accelerazione al suolo, è indispensabile comunque valutare il periodo di vibrazione del primo modo (che è quello dominante) del sistema reale e non di quello equivalente.

A tal proposito si possono usare formulazioni semplificate quali quella fornita dalle norme italiane:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (s) \quad (14)$$

con  $C_1 = 0.075$ , o quella, altrettanto conosciuta  $T_1 = N/10$  (s) con  $N =$  numero di piani.

Tali formule, in genere, forniscono valori piuttosto bassi del periodo, ragionevoli per edifici progettati per resistere al sisma, che si presentano con elementi verticali e telai piuttosto rigidi.

Viceversa, come spesso evidenziato in letteratura (ad es. Cosenza (2001) e Calderoni et al. (2006)), gli edifici GLD anni '60 e '70, se si considera la sola struttura "nuda", cioè priva della collaborazione delle tamponature e dei tramezzi, si presentano notevolmente deformabili, esibendo periodi molto più alti, dell'ordine di 1.5 ÷ 2.0 s.

In realtà, se si considerano gli effetti irrigidenti delle tamponature perimetrali, soprattutto quando queste ultime presentano valori significativi di rigidità e di resistenza, come ad esempio quelle realizzate in laterizi pieni o semipieni ben incassati nelle maglie di telaio, il periodo proprio effettivo della struttura risulta sicuramente minore di quello calcolato considerando la struttura "nuda".

Quindi, per l'applicazione del metodo proposto si è scelto di considerare il periodo calcolato con la formula approssimata di normativa, che rappresenta quasi certamente un limite inferiore e di conseguenza conduce ad un valore più basso della accelerazione massima sopportabile dall'edificio.

Il fattore di struttura ( $q$ ) da utilizzare per tener conto del comportamento "plastico" della costru-

zione può essere determinato riferendosi al punto C8.7.2 della Circolare 617/2009, relativo agli edifici esistenti. In particolare per gli edifici in cemento armato esso può essere scelto nel campo tra 1.5 e 3.0, sulla base della regolarità della struttura e dei tassi di lavoro dei materiali per le azioni statiche. Tenendo conto, come già detto in precedenza, dell'impostazione "non sismica" della struttura, della conseguente bassa riserva di duttilità delle varie sezioni strutturali (in particolare in caso di rottura per taglio) nonché dell'elevato valore dei tassi di lavoro nel calcestruzzo dei pilastri (che solitamente venivano proporzionati per i soli carichi verticali alle tensioni ammissibili, accettando in pratica valori di tensioni normali dell'ordine del 50% della resistenza a compressione di progetto come oggi definita ( $f_c$ ), si ritiene opportuno riferirsi ad un valore di  $q$  intermedio rispetto all'intervallo consigliato dalla circolare (variabile quindi tra 2 e 2.5).

A questo punto, attraverso l'accelerazione spettrale  $S_e(T_1)$ :

$$S_e(T_1) = PGA S \eta F_o (T_c / T_1) \quad (15)$$

se  $T_1 > T_c$

$$S_e(T_1) = PGA S \eta F_o \quad (16)$$

se  $T_1 < T_c$

dove  $S$ ,  $\eta$ ,  $F_o$  sono i coefficienti previsti dalla norma che definiscono lo spettro elastico di risposta in relazione al suolo, allo smorzamento ed all'amplificazione massima, è possibile determinare la massima accelerazione al suolo (PGA) sopportabile dalla struttura:

$$VP \cdot q = S_e(T_1) \cdot M_1 \quad (17)$$

$$PGA = (VP \cdot q) / ((S \eta F_o (T_c / T_1)) \cdot M_1) \quad (18)$$

se  $T_1 > T_c$

$$PGA = (VP \cdot q) / ((S \eta F_o) \cdot M_1) \quad (19)$$

se  $T_1 < T_c$

ed infine il fattore di accelerazione richiesto:

$$f_{a,SLV} = PGA / a_{g,SLV} \quad (20)$$

## 5. L'applicazione del metodo al caso studio

Per applicare all'edificio in esame la procedura proposta nel paragrafo precedente, sono state adottate le seguenti caratteristiche dei materiali, ricavate dalla documentazione originaria come risultanti da prove sperimentali:

- acciaio in barre lisce:  $f_{ym} = 270$  MPa;
- calcestruzzo:  $R_{cm} = 23$  MPa da cui  $f_{cm} = 0.83 \cdot 23$  MPa = 19.1 MPa.

La resistenza media dei materiali è poi stata ridotta per il fattore di confidenza. Nel caso in

esame, avendo a disposizione il progetto originario dell'edificio e il certificato di collaudo con i valori dei risultati delle prove sul calcestruzzo ed avendo effettuato limitate verifiche in sito per accertare la tipologia dei dettagli costruttivi, ci si può riferire quantomeno ad un livello di conoscenza LC2. Per questo si è adottato un fattore di confidenza pari ad 1.2, valido per qualsiasi tipo di analisi strutturale da svolgere, che, nel caso della metodologia proposta, può essere considerata un'analisi statica non lineare.

La massa totale dell'edificio (con riferimento al primo livello) è risultata  $M_{tot} = 1754$  t, per cui la massa partecipante corrispondente al primo modo si è posta pari a  $M_1 = 0.8 M_{tot} = 1403$  t. Il primo periodo di vibrazione (valido per entrambe le direzioni principali) si è valutato come:  $T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \cdot (19)^{3/4} = 0.68$  s

che, tra l'altro, è quasi coincidente anche con il valore  $T_1 = N/10$  (s) (essendo  $N = 6$ ).

Con i valori di resistenza prima indicati e riferendosi alle dimensioni dei pilastri ed alle armature ricavate dal progetto (armature longitudinali variabili tra lo 0.2% e lo 0.5% di  $A_c$  e staffe pari a  $\phi 8/20$ ) e verificate a campione in sito, è stata determinata la capacità a taglio di ciascun pilastro in entrambe le direzioni X e Y, così come descritto nel paragrafo precedente.

Inoltre, per quanto riguarda la resistenza a taglio è interessante notare che la ridotta quantità di staffe disposte nei pilastri, che è tipica di questa tipologia di edifici, è tale che la resistenza dei pilastri a taglio senza armatura risulti, quasi in tutti i casi, superiore a quella con armatura.

Si noti che, nel caso specifico si è preferito applicare il coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo ( $\gamma_m=1.5$ ) anche ai cosiddetti meccanismi duttili, sia per tener conto della ridotta qualità esecutiva dei dettagli di armatura in questa tipologia di edifici, sia con riferimento a quanto già detto nel paragrafo precedente in relazione alla definizione di meccanismo duttile, per cui si è fatto riferimento al seguente valore di resistenza del calcestruzzo a compressione:

$$f_c = (19.1 \cdot 0.85) / (1.5 \cdot 1.2) = 9.0 \text{ MPa}$$

Si sono quindi ricavate le due resistenze totali di piano a taglio relative al primo livello:

$$VP_x = 1038 \text{ kN}; VP_y = 1741 \text{ kN}$$

ottenute considerando in ciascuna direzione, come prima detto, solo il contributo dei pilastri collegati da travi e senza tener conto della resistenza dei nodi. È interessante notare che in dir. X solo 2 pilastri sui 25 considerati presentano resistenza a taglio inferiore a quella derivante dal comportamento a flessione, mentre in dir. Y solo 2 su 36 (Figura 4).

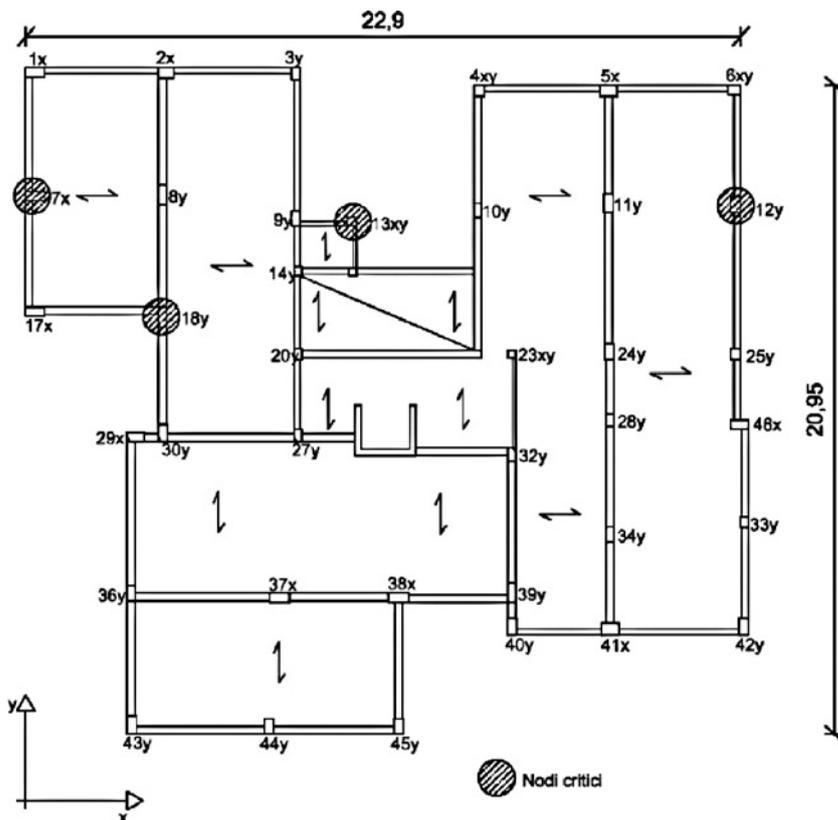


Figura 4  
Nodi critici al primo  
impalcato.

L'ipotesi che il primo livello (piano terra) sia quello più critico è particolarmente ragionevole per il caso in questione. Infatti a tale livello:

- l'edificio presenta numerose ed ampie aperture (per l'accesso ai box), tanto da potersi configurare quasi come un "piano soffice";
- il livello di compressione nei pilastri, in relazione alle modalità progettuali originarie, è particolarmente elevato, riducendone la duttilità;
- i danni strutturali più gravi causati dal sisma del 2012 sono concentrati proprio in testa ai pilastri del primo livello.

Se si considera il contributo anche dei pilastri non collegati da travi, le due resistenze totali di piano si incrementano a:

$$V_{P_x} = 1610 \text{ kN}; V_{P_y} = 1933 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda i nodi, si è ritenuto, come peraltro confermato dai danni rilevati, che il loro comportamento possa essere critico solo per quelli esterni (sicuramente non confinati su uno o due lati). Pertanto solo per essi è stata valutata la resistenza come descritto nel par. precedente. Comunque, solo per 2 nodi in dir. X e 2 in dir. Y (che sono indicati in Figura 4) la resistenza nodale è risultata inferiore a quella del pilastro corrispondente.

È interessante notare che in nessun caso si raggiungerebbe la crisi del nodo per superamento della resistenza a trazione, mentre è sempre determinante l'eccessiva compressione nei pilastri per i soli carichi verticali. In realtà, nei nodi che sono risultati critici la resistenza addirittura si annulla del tutto, perché in essi la tensione di compressione agente è già superiore a  $0.5 f_c$ . Pertanto, annullando il contributo dei pilastri per i quali i corrispondenti nodi sono meno resistenti, le due resistenze totali di piano si riducono a:

$$V_{P_x} = 1577 \text{ kN}; V_{P_y} = 1805 \text{ kN}$$

In definitiva, essendo nel caso specifico (vedi Tabella 2)  $T_1 > T_c$ , (con  $T_c = C_c T_c^* = 1.617 \cdot 0.27 = 0.437$ ), la capacità sismica (in termini di PGA) dell'edificio si può valutare in relazione alle resistenze di piano mediante le due relazioni:

$$PGA_x = (V_{P_x} \cdot q) / ((S \eta F_0 (T_c / T_1)) \cdot M_1) \quad (21)$$

$$PGA_y = (V_{P_y} \cdot q) / ((S \eta F_0 (T_c / T_1)) \cdot M_1) \quad (22)$$

Pertanto, per un fattore di suolo (valutato come da norma per suolo tipo C)  $S = 1.481$ , un fattore di struttura  $q = 2$  ed un'amplificazione massima  $F_0 = 2.59$  e ponendo  $\eta = 1$ , si ottengono i risultati riportati in Tabella 1, separatamente per i tre casi considerati:

Caso 1  $\Rightarrow$  solo pilastri collegati da travi;

Caso 2  $\Rightarrow$  tutti i pilastri;

Caso 3  $\Rightarrow$  tutti i pilastri con rottura dei nodi.

Tabella 1 - PGA ottenute per i tre casi analizzati

Direzione	Caso 1	Caso 2	Caso 3
PGA-dir.X	0.061 g	0.096 g	0.094 g
PGA-dir.Y	0.111 g	0.113 g	0.109 g

Di conseguenza i fattori di accelerazione corrispondenti ai tre casi di Tabella 1, calcolati con la formula:

$$f_{a,SLV} = PGA_{(\min x,y)} / a_{g,SLV} \quad (23)$$

risultano rispettivamente:  $f_{a,SLV,1} = 0.43$ ;  $f_{a,SLV,2} = 0.68$ ;  $f_{a,SLV,3} = 0.66$ .

È interessante notare che, se si "depurano" i risultati ottenuti dall'influenza del suolo, cioè ci si riferisce direttamente al suolo tipo A, la capacità sismica dell'edificio diventa circa 0.14 g (con riferimento al caso 3) corrispondente ad una accelerazione al suolo pari a quella tipica di una zona a bassa sismicità.

Tabella 2 - Parametri di pericolosità sismica di Mirandola (MO)

Stato Limite	Tr (anni)	ag/g	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub>
Operatività	30	0.038	2.58	0.248
Danno	50	0.047	2.52	0.270
Salvaguardia	475	0.141	2.59	0.270
Collasso	975	0.190	2.54	0.280

## 6. Validazione del metodo proposto

Il caso studio dell'edificio di Mirandola è stato analizzato anche mediante analisi lineari (dinamica modale) e non lineari (statica non lineare) svolte su un modello a telaio spaziale della struttura, realizzato con elementi tipo beam a plasticità concentrata, utilizzando il ben noto programma SAP 2000 v.15.

Nel modello (Figura 5) sono stati inseriti tutti i pilastri dell'edificio e le travi emergenti, ove presenti, ai vari piani. Si è considerata l'ipotesi di impalcato rigido e le masse di piano sono concentrate nel corrispondente baricentro.

L'analisi dinamica modale, svolta per l'azione delle forze sia in dir. X che in dir. Y, ha restituito i seguenti valori per il primo periodo di vibrazione e per la corrispondente massa partecipante:

$$\text{dir. X: } T_{1X} = 2.05 \text{ s; } M_{1X} = 77.9\% M_{\text{tot}}$$

$$\text{dir. Y: } T_{1Y} = 1.42 \text{ s; } M_{1Y} = 78.7\% M_{\text{tot}}$$

Pertanto l'ipotesi di considerare una massa pari all'80% di quella totale per le valutazioni semplificate appare sufficientemente valida, mentre i periodi propri, come ci si attendeva, sono molto più alti di quelli relativi alle formule approssimate. Essi, però, sono relativi alla struttura nuda. Se si considera, l'effetto delle tamponature, schematizzandoli come diagonali inserite nelle maglie dei

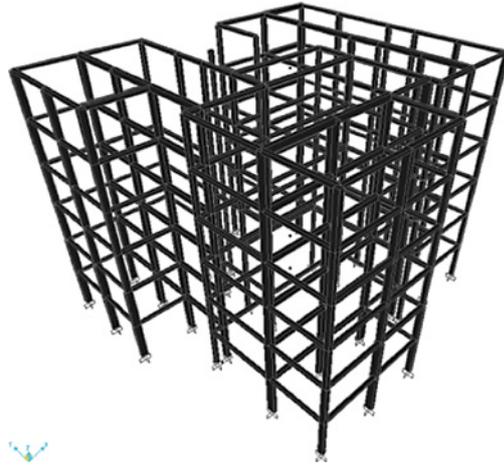


Figura 5  
Modello spaziale  
dell'edificio.

solli telai esterni, di dimensioni pari a quelle indicate nella Circolare n. 65/AA.GG. del 1997 ( $b_{diag} = 0.1 l_{diag}$ ), i periodi nelle due direzioni si abbassano notevolmente ( $T_{1x} = 0.83s$ ;  $T_{1y} = 0.70s$ ), confermando le assunzioni fatte in precedenza.

Per quanto riguarda l'analisi statica non-lineare, essa è stata svolta considerando, per ciascuna direzione, la sola distribuzione di forze orizzontali lungo l'altezza dell'edificio proporzionale al primo modo di vibrare. Inoltre si è limitata la possibilità di plasticizzazione solo ai pilastri del primo ordine (ritti del piano terra).

Negli elementi beam corrispondenti sono state inserite cerniere plastiche a presso-flessione agli estremi e a taglio al centro dell'asta. Alle prime è stato assegnato un momento ultimo valutato in funzione dello sforzo assiale da soli carichi verticali, trascurando, per quanto già detto, le variazioni  $\Delta N$ , ed un comportamento rigido-plastico in rotazione con una rotazione plastica limite (corrispondente alla perdita di qualsiasi capacità) pari allo 0.5%. Tale valore è molto inferiore a quelli che si otterrebbero applicando la formu-

lazione della Circolare n. 617/2009, ma si è adottato per tener conto della scarsa affidabilità sia dei materiali che dei dettagli di armatura della costruzione esistente.

Alle cerniere a taglio si è assegnato un taglio ultimo corrispondente alla resistenza a taglio del pilastro (la massima tra quella della sezione armata a taglio e quella della sezione non armata a taglio). Il comportamento deformativo, sempre di tipo rigido-plastico, è stato limitato ad un valore di deformazione ultima molto basso ( $\gamma = 0.1\%$ ), per tener conto della fragilità della corrispondente rottura.

Nei casi in cui la resistenza del nodo è inferiore a quella a taglio del corrispondente pilastro, tale minore resistenza è stata assegnata alla cerniera a taglio. Viceversa quando la resistenza del nodo, ai sensi delle formulazioni di normativa, risulta nulla, al pilastro è stata eliminata qualsiasi capacità tagliante (sostituendolo in pratica con un elemento pendolare) senza limiti di spostamento. Nella Figura 6 è mostrata la deformata al collasso con l'indicazione delle cerniere plastiche

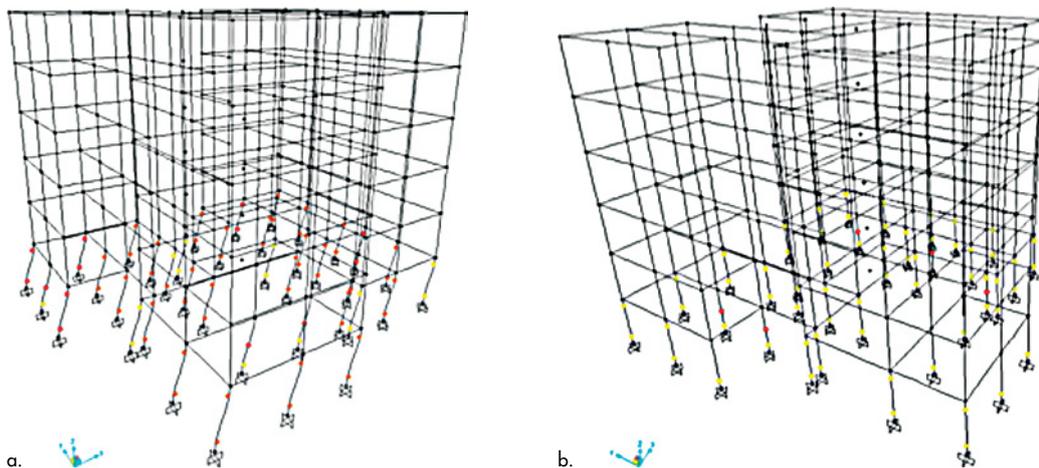


Figura 6  
Deformate al collasso:  
a) direzione X,  
b) direzione Y (in rosso le  
cerniere che raggiungono i  
limiti di deformazione).

per entrambe le direzioni di carico. In entrambi i casi, come era prevedibile, sono le rotture a taglio dei pilastri (praticamente prive di duttilità) a limitare la capacità deformativa della struttura, ma non la sua resistenza, in quanto si sono comunque attivate le cerniere plastiche a presso-flessione negli altri elementi strutturali.

Nelle Figure 7 e 8 vengono riportate le curve di push-over per le due direzioni X e Y. Nelle stesse figure sono riportate anche le curve ridotte dell'oscillatore semplice equivalente con la corrispondente bi-linearizzazione.

Da esse, con la procedura standard di norma, si risale alla capacità sismica della struttura, adottando, ovviamente, gli stessi parametri dipendenti dal sito utilizzati per il metodo approssimato. I risultati ottenuti sono sintetizzati nelle Tabelle 3 e 4.

È interessante notare che il periodo dell'oscillatore semplice equivalente (pur riferendosi ai risultati ottenuti per la struttura "nuda") risulta dello stesso ordine di grandezza di quello stimato con

le formule di norma ed utilizzato per la valutazione approssimata.

Per quanto riguarda la duttilità globale esibita dal sistema, essa, pur avendo imposto limiti di deformazione molto bassi per le cerniere plastiche (sia a flessione che a taglio), è risultata pari all'incirca a 2, così come il fattore di struttura (che in questo caso, essendo  $T^* > T_c$ , coincide con la duttilità). Tale valore conferma in pieno la scelta effettuata in sede di valutazione approssimata.

Per quanto riguarda i valori di accelerazione alla base, in entrambe le direzioni si è ottenuta una PGA dell'ordine di 0.1 g.

Il confronto con i risultati ottenuti con la metodologia approssimata proposta è riportato in Tabella 5 con riferimento al caso 3, che si ritiene quello più appropriato.

Si può quindi notare che l'analisi statica non lineare ha restituito valori delle PGA praticamente coincidenti con quelli valutati con il metodo semplificato proposto corrispondenti a tale caso, nel quale in ciascuna direzione sono stati con-

Figura 7  
Curva di push-over in  
direzione X.

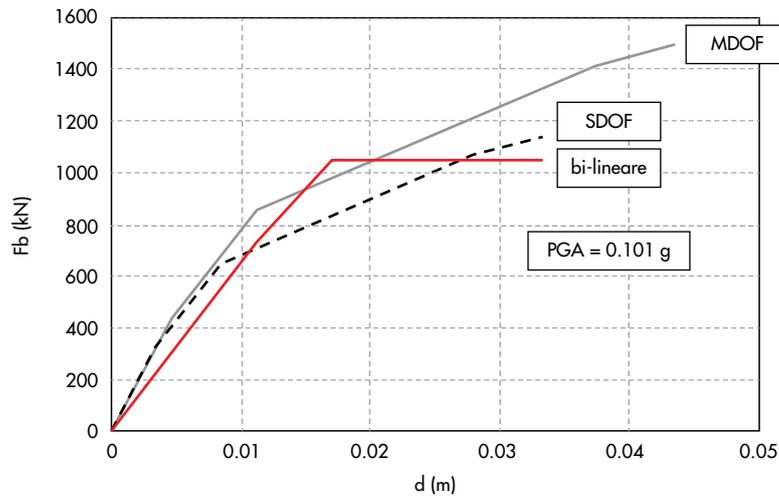
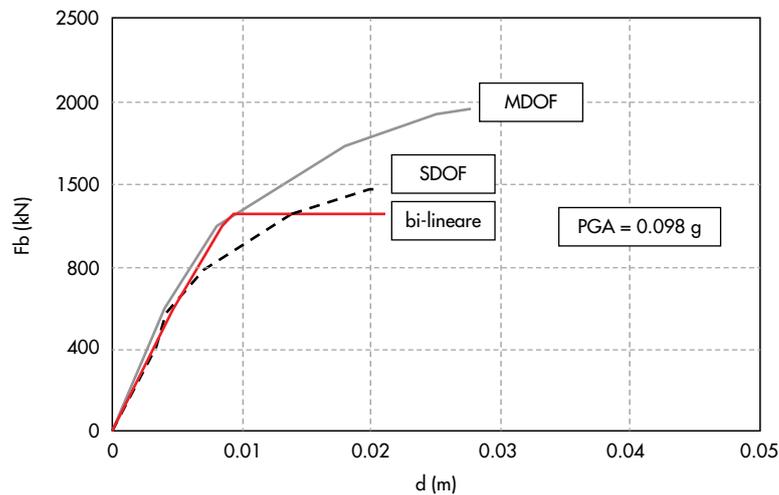


Figura 8  
Curva di push-over in  
direzione Y.



siderati resistenti tutti i pilastri (anche quelli non collegati da travi) e non sono stati portati in conto i contributi dei pilastri di perimetro per i quali la resistenza dei nodi (almeno in teoria) è nulla. Ciò significa che negli edifici non progettati "sismicamente" di altezza media (5-7 piani), il contributo dei pilastri non collegati da travi è comunque significativo e non può essere trascurato per evitare sottostime della capacità.

Viceversa la rottura dei nodi non è risultata critica in relazione alla resistenza globale della struttura, almeno nel caso analizzato.

Ciò probabilmente dipende dal fatto che i margini di resistenza per assorbire azioni orizzontali in pilastri progettati per i soli carichi verticali (quindi di dimensioni limitate e poco armati) sono tali da non sollecitare i nodi in maniera preoccupante. Tale considerazione, ovviamente, va comunque ulteriormente verificata con particolare attenzione, operando su una casistica più ampia.

Infine i risultati ottenuti possono considerarsi confortanti in relazione al metodo semplificato proposto, che comunque deve essere migliorato soprattutto in relazione alla possibilità di tener conto di eventuali crisi della struttura a livelli diversi dal primo.

Resta ancora aperto il problema di come definire il periodo della struttura da considerare per valutare l'accelerazione spettrale alla base.

Nel caso specifico l'analisi non lineare ed il suc-

cessivo passaggio al SDOF equivalente ha restituito un periodo dello stesso ordine di grandezza di quello valutato in modo approssimato. Ma, al momento, questa circostanza può essere considerata un fatto casuale e, pertanto, da essa non si può risalire ad alcuna conclusione particolare.

### 7. Conclusioni

Il metodo proposto per la valutazione speditiva della capacità sismica di edifici esistenti si basa su ipotesi semplificate del comportamento strutturale degli edifici in c.a. GLD tipici del costruito italiano degli anni '60 e '70, anche sulla base dall'analisi dei danni subiti durante i terremoti più recenti.

La capacità globale di piano viene valutata tenendo conto sia della resistenza flessionale che di quella a taglio dei pilastri, mentre si considera anche la possibilità di rottura dei nodi.

I risultati ottenuti dall'applicazione della metodologia semplificata ad un caso studio reale appaiono abbastanza in linea con quelli ottenuti dalle analisi lineari e non lineari eseguite sulla stessa struttura e mostrano, come già verificato in altre occasioni, che gli edifici GLD di media altezza presentano una capacità sismica non del tutto trascurabile, corrispondente a quella richiesta attualmente per una zona sismica di bassa sismicità.

Tabella 3 - Riepilogo dei risultati per la direzione X

Dir. X					
$F_{b\ max}$ (kN)	$M_{tot}$ (t)	$d_{ult}$ (m)	G	$M_{tot}$ (t)	$F_{b\ max}^*$ (kN)
1494.9	1754	0.043	1.31	1093.4	1050
$d_y^*$ (m)	$d_{ult}^*$ (m)	$k_y^*$ (kN/m)	$T^*$ (s)	$\mu = q^*$	PGA
0.017	0.033	61764.7	0.84	1.95	0.10 g

Tabella 4 - Riepilogo dei risultati per la direzione Y

Dir. Y					
$F_{b\ max}$ (kN)	$M_{tot}$ (t)	$d_{ult}$ (m)	G	$M_{tot}$ (t)	$F_{b\ max}^*$ (kN)
1956	1754	0.027	1.32	1074.4	1320
$d_y^*$ (m)	$d_{ult}^*$ (m)	$k_y^*$ (kN/m)	$T^*$ (s)	$\mu = q^*$	PGA
0.0093	0.21	141935.4	0.55	2.26	0.098g

Tabella 5 - Confronto con i risultati dell'analisi non lineare

	Dir. X		Dir. Y	
	Metodo semplificato	Analisi non lineare	Metodo semplificato	Analisi non lineare
PGA/g	0.094	0.102	0.111	0.098
$f_{a, sIV}$	0.660	0.720	0.790	0.700

## Bibliografia

- Bosco M., Ghersi A., E. Marino E. (2009) - On the evaluation of seismic response of structures by non-linear static methods, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* n. 38.
- Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. (2006) - La vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. progettati per soli carichi verticali, 16° Congresso CTE, Parma, novembre, pp. 637-647.
- Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. (2006) - Vulnerability and assessment of existing r.c. buildings in seismic areas, The 2<sup>nd</sup> International Fib congress, Naples, Italy, June (su CD-Rom n. 9-43).
- Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. (2008) - Vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. valutati con metodi non-lineari avanzati", Convegno Nazionale RELUIS "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato, Roma, 29-30 maggio.
- Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P., Guerriero L. (2012) - La valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese in muratura, Atti del 3<sup>rd</sup> Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures "WONDERmasonry" - Lacco Ameno (Ischia), 8-10 ottobre 2009, pp. 612-629.
- Cosenza E. (editor) (2001) - Il comportamento sismico degli edifici in c.a. progettati per carichi verticali - Applicazioni all'edilizia di Catania, GNDT (CNR), Roma.
- Dolce M., C. Moroni C. (2005) - La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura), Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia Applicata all'Ingegneria della Università della Basilicata, Vol. n. 4.
- Fajfar P., Gaspersic P. (2000) - The N2 method for the seismic damage for RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, pp. 23-67.
- Gattesco N., Franceschini R., Zornini F. (2012) - Stima della vulnerabilità sismica delle strutture in c.a. mediante procedura semplificata, XV Convegno Anidis, Padova.
- Mazzotti C., Savoia M., Chinni C., Perri G. (2013) - Una metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato, *Progettazione Sismica* n. 2, Italy.
- Pagano M. (1968) - Teoria degli edifici, volume secondo, Liguori, Napoli.
- Zhu L., Ealwood K., Haukaas T. (2007) - Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns, *Journal of Structural Engineering*, pp. 1316-1330.

## Gli Autori

### Bruno Calderoni

Professore associato di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Napoli "Federico II", dove tiene il corso di Tecnica delle Costruzioni nel corso di laurea in Ingegneria Edile. Ha tenuto anche i corsi di Costruzioni in Legno e di Progetto di Strutture. È attivamente impegnato in attività di ricerca in particolare nell'ambito dell'ingegneria strutturale e antisismica sia per la progettazione di nuove costruzioni che per il recupero di edifici esistenti. È autore di numerosi articoli pubblicati su riviste nazionali ed internazionali. È attualmente membro di commissioni per l'aggiornamento di normative tecniche Nazionali ed Europee.

### Luciano Migliaccio

Progettista strutturale libero professionista. Laureato nel 2005 con lode in Ingegneria Edile all'Università di Napoli "Federico II".

Si occupa di progettazione strutturale di opere pubbliche e private, di valutazioni di vulnerabilità sismica di edifici esistenti e di recupero e adeguamento sismico di strutture in muratura ed in cemento armato. Approfondisce il problema delle strutture nuove ed esistenti in zona

sismica, partecipando anche a ricerche specifiche in collaborazione con ricercatori universitari.

Sotto l'egida del Consorzio interuniversitario RELUIS, nei post-terremoto dell'Abruzzo (2009) e dell'Emilia (2012), ha partecipato attivamente alle operazioni emergenziali, effettuando verifiche di agibilità e di valutazione del danno, su oltre 90 edifici danneggiati, sia pubblici che privati.

### Antonio Sandoli

Dottorando di ricerca in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture presso l'Università di Napoli "Federico II". Laureato con lode nel 2012 in Ingegneria Edile presso la stessa Università. Svolge attività di ricerca presso il Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura di Napoli, occupandosi in particolare del comportamento sismico di strutture esistenti in c.a. ed in muratura e di metodi di progettazione in zona sismica per edifici nuovi anche in materiali innovativi. Collabora allo svolgimento delle attività didattiche nei corsi di Tecnica delle Costruzioni e di Costruzioni in Legno. È autore di articoli scientifici presentati a convegni nazionali ed internazionali sui temi di ricerca in corso.