

Aggiornare norme tecniche e mappe di pericolosità: da che parte si comincia?

Gian Michele Calvi^{1,2}, Massimiliano Stucchi², Paolo Bazzurro¹ ■

1. Introduzione

Sono passati undici anni dalla pubblicazione della OPCM 3279/2003, che modificò sostanzialmente l'impianto della normativa sismica italiana; dieci anni dal rilascio della "mappa di pericolosità sismica MPS04" (Gruppo di Lavoro MPS, 2004; <http://zonesismiche.mi.ingv.it>; Stucchi et al., 2011), successivamente adottata come riferimento Nazionale ai fini della classificazione sismica del territorio mediante l'OPCM 3519/2006.

Ne sono passati cinque dalla entrata in vigore – a valle del terremoto de L'Aquila del 2009 – delle Norme Tecniche 2008 (di qui in poi NTC08), che basano gli spettri di progetto per le nuove costruzioni sulle valutazioni di pericolosità del progetto S1 (2006: <http://esse1.mi.ingv.it>).

L'adozione delle NTC08 ha da un lato completato l'estensione della "classificazione sismica" a tutto il territorio Nazionale (iniziata concettualmente nel 2003) dato che fino al 2009 è stato ancora possibile, in alcune zone, costruire con le normative e secondo la mappatura pre-2003. Dall'altro lato, viceversa, ha reso meno determinante il tradizionale ruolo della classificazione sismica, peraltro da tempo di competenza delle Regioni, in quanto gli aspetti principali dell'azione sismica sono coperti dalle NTC08 stesse. L'OPCM 3519/2006 non richiede un aggiornamento periodico della valutazione di pericolosità sismica di riferimento; neppure le NTC08 lo richiedono. Le NTC08 sono da tempo in corso di aggiornamento, ma il nuovo testo sembra non riuscire a trovare compimento.

Intanto, da un lato non sono mancate le polemiche sulla inadeguatezza dei valori di pericolosità e sulla loro presunta "sottostima" (si veda ad esempio qualche analisi in Crowley et al. (2009), Stucchi et al. (2011), Iervolino (2013)); dall'altro la ricerca scientifica non si è fermata, nuovi elementi di conoscenza sono stati resi disponibili e nuove valutazioni di pericolosità sismica sono state rilasciate o sono in cantiere.

È questo il caso, ad esempio, del progetto "SHARE" (*Seismic Hazard Harmonization in Europe*; <http://www.share-eu.org/>) che, all'inizio del 2013, ha rilasciato un modello completo di pericolosità sismica per l'area Europea, che comprende mappe di pericolosità sismica per diversi periodi di ritorno, curve di pericolosità per i nodi della griglia di calcolo, spettri a pericolosità uniforme, ecc., come illustrato nell'articolo seguente, su questo numero.

Queste elaborazioni rappresentano di fatto la prima valutazione di pericolosità sismica completa per il territorio Italiano a partire dal rilascio del modello MPS04 e dei dati del progetto S1. Un'analisi comparativa preliminare dei dati di pericolosità è quindi presentata nell'articolo che segue in questo numero della rivista: qui si desidera invece tentare un inquadramento critico per una lettura consapevole. Anche le riflessioni che seguono hanno peraltro carattere preliminare e saranno oggetto di ulteriori studi ed approfondimenti.

La questione fondamentale è ovvia: è necessario ed opportuno adeguare i valori di riferimento previsti dalle norme tecniche in funzione del mutato quadro di pericolosità proposto da SHARE?

È quindi con riferimento a questo interrogativo che si proverà ad approfondire il nesso fra valutazione della pericolosità di riferimento e normativa.

2. Norme sismiche e pericolosità

1909: il terremoto di Messina e le prime norme occidentali

È ampiamente riconosciuto come le prime norme tecniche moderne nel mondo occidentale siano quelle promulgate in Italia dopo il terremoto di Messina³ del 1908 un evento fondamentale per quanto riguarda il progresso della scienza.

Dal ricco dibattito che segue il terremoto è evidente l'attesa della comunità tecnica di documenti che orientino le scelte di riparazione, ade-

¹ Istituto Universitario di Studi Superiori (IUSS), Pavia - www.iusspavia.it

² Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia. www.eucentre.it

³ Messina, 5:21 a.m., 28 dicembre 1908, $M_w = 7.1$ (da CPT111-Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani).



Figura 1
Terremoto di Messina, 28
dicembre 1908
(Fonte: "Galleria immagini"
del sito web INGV -
www.ingv.it) (a sinistra).

Figura 2
Ricostruzione della
zonazione sismica in Italia
risalente al 1909 (a destra).

guamento, rilocalizzazione, ricostruzione. Sul *Monitore Tecnico*⁴, tre settimane dopo il terremoto, si afferma: *"Un errore, per esempio, che ci sembra di vedere spuntare all'orizzonte come grave pericolo, si è quello che risponde alle idee manifestate dal Ministro dei Lavori Pubblici on. Bertolini a riguardo della ricostruzione dei centri distrutti. Egli ha espresso infatti il proposito di escludere le costruzioni provvisorie e di adottare invece addirittura costruzioni definitive. Quanto questo concetto sia errato è dimostrato da un complesso ordine di ragioni. Prima di tutto sarebbe imprudente addivenire subito alla costruzione di edifici definitivi, prima di avere seriamente profondamente studiate modalità costruttive da adottarsi per assicurare ai nuovi edifici una sicura resistenza all'eventuale rinnovarsi dei movimenti sismici. Queste modalità costruttive richiedono di essere discusse lungamente dai tecnici, né potrà bastare all'uopo il suggerimento, prevalentemente teorico senza dubbio, che potrà emanare dalla*

Commissione nominata dal Ministro [...]".

In meno di quattro mesi viene pubblicato il Regio Decreto che contiene le nuove Norme Tecniche⁵, in cui (all'art. 24) si dispone in modo esplicito che *nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni si debbano considerare: 1° le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sovraccarico, aumentato di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie; 2° le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato in due direzioni [...]*.

Successivamente, le varie commissioni istituite vanno ben oltre l'atteso suggerimento prevalentemente teorico, pubblicando tra l'altro sul *Giornale dell'Ingegnere*⁶ un breve condensato di ingegneria sismica moderna, in cui vengono citati come fondamentali i seguenti concetti:

1. *L'ipotesi che l'effetto delle azioni dinamiche sui corpi di fabbrica si possa ragguagliare al cemento che vi produrrebbero forze pro-*

⁴ *Il Monitore Tecnico* (giornale d'ingegneria, architettura, meccanica, elettrotecnica, ferrovie, agronomia, catasto ed arti industriali – organo ufficiale dell'associazione tra gli ex allievi del Politecnico Milanese), 20 gennaio 1909.

⁵ Regio Decreto 18 aprile 1909, n. 193, pubblicato sulla G.U. n. 95, del 22 aprile 1909.

⁶ Istruzioni ed esempi di calcolo delle costruzioni stabili alle azioni sismiche, *Giornale del Genio Civile*, anno LI, 1913 (la Commissione redattrice è in questo caso costituita dai professori Ceradini, Canevazzi, Panetti, Reycond, Salemi Pace e dall'ingegner Camerana).

porzionali alle masse sia in direzione orizzontale, sia in direzione verticale (la simulazione degli effetti del terremoto con forze di inerzia proporzionali a massa ed accelerazione);

2. La opportunità di riferirsi per il calcolo di queste forze alla dimensione degli edifici che hanno dimostrato di sopportare in modo soddisfacente le scosse sismiche di grande potere distruttivo (non disponendo di dati numerici per stimare le accelerazioni percepite dalle masse strutturali affidiamoci ad una sorta di *back analysis* per deciderne il valore di progetto);
3. La convenienza, imposta da considerazioni di ordine economico, di ammettere per le forze sismiche orizzontali una tolleranza rispetto ai limiti abitualmente adottati come misura di sicurezza, avuto riguardo al carattere eccezionale delle sollecitazioni ed ai vantaggi di evitar una eccessiva rigidità (si accetta un certo livello di danno per il terremoto di progetto, poiché si ritiene di non permettersi di progettare per un evento che ha un periodo medio di occorrenza di centinaia o migliaia di anni);
4. Il modo preferibile per tradurre in atto questa tolleranza apprezzando in difetto le forze sismiche orizzontali con ridurle al 1/3 circa del loro valore (viene data una stima numerica sensata a quello che oggi chiameremmo fattore di struttura o fattore di riduzione delle forze);
5. L'affidamento che il margine assicurato da questi carichi di sicurezza offra [...] sufficiente garanzia di incolumità alle persone se non di assoluta integrità agli edifici (viene anticipata una prima logica prestazionale, riconoscendo nella protezione della vita umana e nella limitazione dei danni gli elementi chiavi da considerare).

Una delle commissioni redige una relazione (luglio 1909)⁷ che può essere considerata la progenitrice delle mappe di pericolosità e dei criteri geologici e geotecnici da applicare per la riduzione del rischio sismico. I suggerimenti della commissione fanno continuo riferimento alle *Norme Tecniche*, offrendo il supporto necessario ai calcoli, secondo una logica pragmaticamente efficiente che non ha sempre ispirato gli studi effettuati nella seconda metà del secolo scorso.

I valori di accelerazioni alle masse indicati in diverse circolari tecniche pubblicate a corredo delle norme sono prima comprese tra 1/12 e

1/8⁶, poi incrementati a valori tra 1/8 ed 1/6⁸ (per le azioni verticali si suggerisce l'incremento dei pesi del 50%).

Per fare qualche sommaria considerazioni quantitative di confronto con valori oggi considerati, potremmo semplificare il problema come segue.

Ragionando dal lato domanda:

- nel 1909 supponiamo di progettare per il valore più alto tra quelli indicati, 1/6, cioè per 0.167 g;
- oggi consideriamo una corrispondente zona alta pericolosità, e stimiamo una PGA di 0.35 g (la massima prevista dalle norme, per un evento di progetto con probabilità 10% in 50 anni, le PGA direttamente ricavabili dalla mappa per la stessa probabilità sono più basse);
- immaginiamo di progettare per il picco dello spettro in accelerazione, con un'amplificazione pari a 2.5 ed otteniamo una accelerazione di progetto pari a 0.875 g;
- supponiamo di adottare un fattore di struttura pari a 3.33 (in coerenza con il punto 4°) ed otteniamo un'accelerazione di progetto pari a 0.263 g;
- otteniamo che oggi progetteremmo per un'azione circa 1.57 volte più alta.

Ragionando dal lato capacità:

- immaginiamo di prendere in considerazione una struttura a telaio in c.a.;
- nel 1909 si progettava con quelle che per molti anni sono state definite "tensioni ammissibili", ammettendo valori di sollecitazione nell'acciaio dell'ordine di 1.5 volte inferiori a quelle ammesse in procedure di progetto agli "stati limite" e valori di sollecitazione nel calcestruzzo compresso dell'ordine di 2 volte inferiori;
- considerando la possibilità di raggiungimento di stato limite a flessione con situazione critica nel calcestruzzo e nell'acciaio, è ragionevole concludere che dal lato capacità il rapporto tra quanto stimato oggi e nel 1909 sia compreso tra 1.5 e 2 volte.

Sembrerebbe di dover concludere che in un secolo nulla è cambiato.

In realtà sappiamo bene che non è così, poiché la stima inadeguata e sommaria qui riportata non considera duttilità e modi di collasso fragili, interazione tra flessione e taglio, influenza dei nodi, capacità deformative e domande di spostamento, gerarchia delle resistenze e così via. Peraltro, i grandi passi fatti in un secolo vanno riferiti più al perseguimento di una uniformità

⁷ Relazione della Commissione Reale incaricata di designare le zone più adatte per la ricostruzione degli abitati colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 o da altri precedenti, Tipografia della R. Accademia dei Lincei, Roma, 1909.

⁸ Decreto Legge Luogotenenziale 19 agosto 1917, G.U. 10 settembre 1917.

dei livelli di rischio, per diversi livelli di prestazione, piuttosto che ad una radicale rivalutazione del rapporto tra domanda e capacità.

1974 – 1981: la legge 64/1974, i terremoti in Friuli ed Irpinia e la prima classificazione del territorio Nazionale

Nel 1974 viene promulgata la nuova legge sismica (64/74), che si appoggia alla classificazione sismica allora esistente, basata principalmente sulla mappa dei danni verificatisi a partire dal 1908. Negli anni compresi tra il 1975 ed il 1984, sostanzialmente e non incidentalmente quindi in coincidenza con i terremoti del Friuli (1976), di Norcia (1979) e soprattutto dell'Irpinia (1980) si assiste alla pubblicazione di una serie di decreti relativi a revisioni delle norme tecniche ed alla classificazione sismica del territorio, che, per la prima volta ha carattere Nazionale ed è derivata da studi statistici, basati sulla valutazione di tre parametri fra cui uno di rischio (CNR-PFG, 1980).

La classificazione sismica del 1984 prevede tre zone classificate, mentre per vaste aree (quasi due terzi dei Comuni italiani) non viene data alcuna indicazione, lasciando quindi intendere implicitamente che esiste una quarta zona, in cui l'azione sismica è evidentemente trascurabile.

Per le altre tre viene definito un "grado di sismicità" S , che assume i seguenti valori:

$S = 12$ I categoria (a più alta pericolosità)
 $S = 9$ II categoria
 $S = 6$ III categoria (la zona III è inizialmente limitata a territori appartenenti alle tre regioni colpite dal terremoto dell'Irpinia).

Il significato fisico di questi valori è del tutto oscuro, ma quel che importa è la formula definita dalle norme tecniche per stabilire le azioni sulle costruzioni. Nel caso di analisi statica equivalente viene suggerito⁹ il calcolo di una forza orizzontale totale F_h :

$$F_h = CRW$$

dove W è il peso complessivo delle masse strutturali, C il coefficiente sismico, calcolato come:
 $C = (S-2)/100$

R è il coefficiente di risposta, calcolato come (T_0 è il periodo di vibrazione della struttura assunto come fondamentale):

$$R = 1 \quad \text{per } T_0 < 0.8 \text{ s}$$

$$R = 0.862/T_0^{2/3} \quad \text{per } T_0 > 0.8 \text{ s}$$

È quindi evidente che per la grande maggio-

Figura 3
 Il terremoto dell'Irpinia si verificò il 23 novembre 1980 e colpì la Campania centrale e la Basilicata. Caratterizzato da una magnitudo 6.9 della scala Richter, con epicentro nel comune di Conza della Campania (AV), causò circa 280.000 sfollati, 8.848 feriti e 2.914 morti (Fonte: "Galleria immagini" del sito web INGV - www.ingv.it).



⁹ Si fa riferimento al DM 515 del 3 Giugno 1981.

ranza degli edifici R vale 1 (considerando sezioni interamente reagenti e rigidità tangente iniziale è abbastanza inusuale stimare un periodo superiore a 0.8 secondi).

Le accelerazioni da considerare applicate alla massa equivalente sono quindi 0.10 g, in prima categoria, 0.07 g, in seconda, e 0.04 g, in terza.

Se prendessimo in considerazione la zona a più alta pericolosità sembrerebbe quindi che rispetto al 1909 le azioni da prendere in considerazione siano diminuite di circa 1.5 volte.

In effetti le verifiche vengono effettuate alle tensioni ammissibili: *“Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, [...], devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e, se necessario, della entità degli spostamenti”*.

A ben leggere, tuttavia, è interessante quanto viene affermato in relazione al calcolo degli spostamenti, sia pure da calcolarsi solo se necessario: *“Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni [...] che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico [...], cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.*

[...] la previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo seguente.

Siano η gli spostamenti elastici dovuti al sisma, [...]; siano η_p gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni, escluso il vento.

Gli spostamenti reali η_r si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \phi \eta$$

dove $\phi = 6$ se gli η sono calcolati con analisi statica, mentre $\phi = 4$ se gli η sono calcolati con analisi dinamica.”

Se si immagina per semplicità di considerare una conservazione dello spostamento (ancorché sia oggi noto che tale approssimazione è assai discutibile), si deve concludere che si ipotizzava un fattore di struttura compreso tra 4 e 6, in luogo del valore pari a 3 ipotizzato nel confronto con il caso del 1909.

L'accelerazione alla massa equivalente da confrontare con lo 0.167 g del 1909 è quindi compresa tra 0.133 g e 0.2 g (per $\phi = 4$ e $\phi = 6$ rispettivamente).

Due conclusioni temporanee, in aggiunta a commento riportato alla fine della sezione precedente, da ripetere integralmente:

- Il rapporto tra azione di progetto (indotta in modo diretto dalla pericolosità, al tempo di

Messina, ovvero da essa derivata in modo incomprensibile) e capacità da assegnare alla struttura rimane approssimativamente lo stesso, dopo quasi un secolo e molti decreti.

- Non c'è alcuna distinzione tra strutture realizzate con sistemi costruttivi e materiali diversi: in tutti i casi *la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare*, di circa 4-6 volte.

2002 – 2005: il terremoto del Molise e la revisione di norme e classificazione

Il problema evidenziato implicitamente all'ultimo punto della sezione precedente viene posto in modo brutale all'attenzione della comunità scientifica mondiale dal terremoto di San Fernando¹⁰ ed in particolare dal caso dell'Olive View UCLA Medical Center (il nuovo ospedale dell'università, da poco completato, che mise in luce la diversa risposta di colonne con migliore e peggiore confinamento ed in generale il problema poi definito con il termine sintetico di *soft storey*).

Nel corso degli anni '70 vengono pubblicati testi fondamentali che focalizzano l'attenzione sulla duttilità ed in diversi paesi vengono adottate norme che consentono di ridurre le azioni calcolate sulla base di una risposta elastica in fun-

Figura 4
Terremoto di San Fernando, California, 9 febbraio 1971, danneggiamento della torre di accesso - blocco scale dell'Olive View Hospital e meccanismo di piano debole dell'edificio (Fonte USGS - <http://libraryphoto.cr.usgs.gov>).



¹⁰Sylmar, California, 6:01 a.m., 9 febbraio 1971, $M_w = 6.6$.

zione di un *fattore di struttura* che dipende dalla duttilità della struttura.

In Italia occorre attendere l'OPCM 3274 del 2003 (originata dal terremoto del Molise) per riconoscere che strutture con diversa capacità deformativa ed uguale resistenza hanno diversa probabilità di collasso in caso di analoga pericolosità.

Occorre altresì attendere la stessa ordinanza (2003) per disporre di criteri chiari (intervalli di g) per la definizione delle zone sismiche e la loro estensione a tutto il territorio Nazionale; il 2004, per avere una mappa di pericolosità sismica compilata in termini moderni (Gruppo di Lavoro MPS, 2004); l'OPCM 3519 del 2006 per vedere tale mappa divenire riferimento ufficiale dello Stato, sia pure nell'ambiguità del suo utilizzo per la classificazione sismica, dal 1999 di competenza regionale; e infine le NTC08, entrate in vigore – e in modo progressivo – solo nel luglio 2009, per avere delle azioni sismiche direttamente ancorate a valutazioni di pericolosità sismica (Stucchi et al., 2011).

È evidente che un confronto razionale diventerebbe ora molto complesso, in considerazione della necessità di considerare sistemi strutturali diversi per valutare l'equivalenza con le azioni applicate secondo le norme e le mappe di pericolosità precedenti.

È d'altra parte evidente che considerando sistemi strutturali diversi, con fattore di struttura

diverso, sarebbe possibile evidenziare sia casi in cui le azioni sono rimaste più o meno invariate, sia casi in cui sono aumentate, sia casi in cui sono diminuite.

Il punto sta proprio qui.

L'obiettivo principale della revisione delle norme e delle mappe non sta in una correzione globale verso l'alto o verso il basso, ma nel tentativo di rendere più coerente ed uniforme la probabilità di collasso (e di danno, se si considerano diversi livelli di prestazione).

In altre parole, dalla parte delle norme tecniche ci si propone di distinguere tra sistemi che hanno resistenza simile, ma diversa probabilità di danno e di collasso, dalla parte della mappa ci si propone di raggiungere migliori livelli di definizione dell'azione attesa per siti diversi.

Non si tratta insomma di applicare una traslazione rigida dei livelli di azione e capacità, per tutti i luoghi e tutti i sistemi strutturali, quanto piuttosto di modificare caso per caso, senza che ciò comporti necessariamente significative variazioni della probabilità media di superamento di determinati livelli prestazionali.

Spostare la media non dipende dalla valutazione di azione e capacità, ma da un patto sociale, più o meno esplicito, più o meno condiviso, circa l'impiego delle risorse, che può condurre, in media, ad una maggiore o minore probabilità annua di collasso.

Le norme si devono adeguare alle mappe o le mappe alle norme?

Le ultime considerazioni inducono a domandarsi quanto espresso nel titolo di questa sezione.

La prassi e la logica inducono a due risposte diverse.

Nel nostro paese e nell'ultimo secolo, come si è discusso, le norme tecniche e le mappe di pericolosità si sono inseguite a vicenda, con evoluzioni complesse, ma andando in qualche modo a compensare le variazioni medie dell'azione attesa variando coefficienti di sicurezza e modalità di calcolo.

In un certo senso quindi, sembrerebbe quindi che per prassi le norme seguano la valutazione della pericolosità, introducendo varie forme di coefficienti che consentano, almeno nelle zone ritenute ad alta pericolosità, di progettare ottenendo più o meno gli stessi risultati.

Altra cosa, tutta italiana e poco rilevante in questo contesto, è la schizofrenia di classificare e declassificare territori a seguito di eventi (o di "non eventi") sismici, senza alcuna fondata valutazione scientifica.

La scelta di adottare la massima accelerazione al terreno come parametro di intensità del moto sembra derivare dalla tradizione più che dalla

Figura 5
Terremoto del Molise, 31
ottobre - 2 novembre
2002, San Giuliano di
Puglia (Fonte: "Galleria
immagini" del sito web
INGV - www.ingv.it).



logica. Da una tradizione che affonda le radici nei concetti di equilibrio e di proporzionalità tra forza ed accelerazione, espressi da Newton nel 1687¹¹.

Sembrerebbe, invece, che da un punto di vista razionale debbano essere le norme (gli estensori delle norme) ad indicare quali parametri di intensità del moto siano significativi al fine di cogliere l'essenza ed i dettagli della risposta delle strutture, delle loro prestazioni, delle perdite attese.

Da qui, dunque, parte il seguito della storia.

3. Risorse e prestazioni

Prestazioni di opere esistenti e di nuova progettazione

Nell'era del *performance based design* sembrerebbe che sia già stato scritto tutto circa le prestazioni da assicurare agli edifici esistenti e di nuova costruzione.

Ed in effetti i fondamenti teorici trovano radici nel rapporto *Competing Against Time*¹², pubblicato dopo il terremoto di Loma Prieta¹³, nel 1989:

[...] *The Board of Inquiry has identified three essential challenges that must be addressed by the citizens of California, if they expect a future adequately safe from earthquakes:*

- *Ensure that earthquakes risks posed by new constructions are acceptable.*
- *Identify and correct unacceptable seismic safety conditions in existing structures.*
- *Develop and implement actions that foster the rapid, effective, and economic response to and recovery from damaging earthquakes.*

Si parla di rischio, si capisce che occorre misurare progettazione ed interventi di adeguamento con le risorse disponibili, non con un livello di sicurezza ideale.

Da un punto di vista concettuale si tratta dunque di definire quale probabilità di occorrenza può essere accettato per uno scuotimento che induce, ad esempio, la chiusura parziale del traffico su un ponte, o la sua chiusura totale per un determinato periodo di tempo, o la necessità di procedere alla sua demolizione e ricostruzione.

Queste domande hanno ovviamente risposte diverse se si considera il caso di opere di nuova costruzione o di opere esistenti, in considerazione dei diversi costi connessi e quindi dei diversi rapporti costi-benefici.

Alla fine però si tratterà comunque di rispondere

alle due uniche domande di interesse per un costruttore: quale resistenza occorre assegnare ad una struttura e come questa resistenza deve essere distribuita tra i diversi elementi strutturali. Ci si domanda quindi se esista un approssimativo rapporto di proporzionalità tra resistenza assegnata e livello di prestazione, ovvero se sia approssimativamente indifferente, in termini di perdite attese, progettare per un livello di scuotimento basso, cui fare corrispondere ottime prestazioni, ovvero progettare per un livello di scuotimento forte facendovi corrispondere un livello di danno elevato.

Se così fosse, sarebbe tutto più facile e staremmo perdendo tempo.

Parametri di prestazione per elementi strutturali e non strutturali

Su un aspetto fondamentale non ci sono comunque dubbi: la forza cui viene sottoposta una struttura (e quindi la sua accelerazione) non è una variabile adatta a descrivere in modo compiuto il danno atteso, ovvero la *prestazione* del sistema. È evidente infatti che livelli di danno molto diversi, corrispondenti ad esempio all'utilizzabilità di un edificio, alla possibilità di ripararlo rapidamente, ad evitare il collasso, corrispondono a valori di forza, e di accelerazione, poco diversi tra loro.

Dagli anni settanta questa affermazione è di fatto riconosciuta in modo indiretto, adottando fattori di riduzione delle forze in qualche modo proporzionali alla *domanda* di duttilità accettata per un sistema strutturale e fornendo nelle norme indicazioni atte a fare in modo che la *capacità* di duttilità della struttura sia largamente superiore a tale valore.

Si noti che ogni logica prestazionale è assente da questo ragionamento, l'unica prestazione rilevante appare il collasso della struttura.

Dagli anni novanta l'attenzione si sposta alla valutazione della domanda in spostamento, definendo diverse prestazioni relative a prestazioni di tipo strutturale e di tipo non strutturale. In entrambi i casi, il parametro di spostamento più significativo viene individuato nello spostamento interpiano diviso per l'altezza di piano (un angolo quindi, noto come *interstorey drift*). Per quanto riguarda le parti strutturali (pareti, colonne, travi) l'associazione tra *interstorey drift* e danno passa attraverso la corrispondenza con i valori di deformazione locale nelle zone critiche, per gli elementi non strutturali il rapporto è diretto

¹¹ Isaac Newton, *Philosophiæ Naturalis Principia Mathematica*, London, 1687.

¹² *Competing against time, Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake*, George W. Housner, Chairman, Department of General Service, North Highlands, California, 1990.

¹³ Loma Prieta, 5:04 p.m., 17 ottobre 1989, $M_w = 6.9$.

(il danno ad un tamponamento è essenzialmente proporzionale all'angolo di deformazione).

In realtà, è noto che diversi tipi di elementi non strutturali siano più sensibili all'accelerazione massima al piano che a deformazioni più o meno locali (e.g.: Mitrani Reiser, 2007).

Parametri di intensità per la definizione delle prestazioni

Ricapitolando, si potrebbe anzitutto osservare che la scelta di un parametro sintetico per la definizione dell'intensità (quindi della pericolosità) abbia sostanzialmente effetto sull'incertezza che caratterizzerà i risultati in termini di prestazioni attese e stima delle perdite:

- se è scelto male, si deve convivere con un'incertezza maggiore sulla probabilità annuale di raggiungimento di determinante prestazioni, incluso il collasso, di popolazioni di edifici;
- se invece è scelto bene allora la capacità degli edifici progettati per diversi livelli di prestazione (e con livelli di pericolosità consistenti con quelli del parametro scarso di cui al punto precedente) sarà meno variabile e così la probabilità annuale di raggiungimento di ciascuna prestazione.

In entrambi i casi, tuttavia, se gli approcci sono corretti e privi di errori sistematici, la probabilità media annuale di raggiungimento di ciascuna prestazione degli edifici progettati o analizzati secondo il parametro scarso e secondo quello buono sono, teoricamente, identiche.

Tutto ciò premesso, e sottolineato appunto *teoricamente*, è del tutto evidente il vantaggio che risulta adottando un parametro che ha una maggiore correlazione con le prestazioni attese. Riesaminiamo rapidamente le scelte possibili:

- a. La scelta sinora classica di adottare la **PGA** presenta l'indubbio vantaggio della coerenza con il passato, e quindi con le basi dati disponibili. La correlazione della PGA con le prestazioni attese è peraltro modesta, poiché è relativamente scarsa la sua correlazione con le accelerazioni ai piani di edifici diversi e con la domanda di spostamento e di *drift*. Si noti che la PGA potrebbe essere intesa come l'accelerazione di piano di un edificio infinitamente rigido, cioè di un edificio che non esiste.
- b. Una scelta più ragionevole sotto il profilo della correlazione con le prestazioni potrebbe consistere nell'adottare il valore di accelerazione spettrale corrispondente ad un determinato periodo di vibrazione ($S_a(T)$), cercando di scegliere il valore di periodo che meglio interpreta la risposta di una elevata percentuale di edifici. Si potrebbe addirittura considerare periodi

diversi per classi diversi di edifici (ad esempio adottare periodi più brevi per edifici in muratura, più lunghi per edifici in calcestruzzo con un numero limitato di piani, ancora più lungo per edifici più alti).

Limitandosi ad un solo parametro, si tratterebbe di centrare il valore medio del costruito. A tal proposito, giova ricordare che qualche decennio fa si usava approssimare il periodo di vibrazione fondamentale degli edifici in cemento armato con una regola che diceva "numero di piani diviso dieci"; più recentemente è stato evidenziato (Crowley and Pinho, 2004) come il periodo di vibrazione secante a snervamento dovrebbe più appropriatamente essere approssimato con una regola del tipo "altezza in metri diviso dieci", quindi circa tre volte più lungo. A ciò si aggiunga che in un'analisi statica equivalente ha senso considerare il periodo *efficace*, o equivalente a quello medio che si otterrebbe da una simulazione non lineare della risposta al corrispondente livello del parametro di intensità. Poiché in generale ciò comporta un periodo secante ad un valore di spostamento superiore a quello di snervamento, il periodo corrispondente si allunga ulteriormente.

In conclusione, parrebbe forse ragionevole considerare il valore di accelerazione spettrale corrispondente ad un periodo dell'ordine di 0.5 s per edifici in muratura ($S_a(0.5s)$), e certamente non inferiore ad un periodo di 1 s per edifici in cemento armato ($S_a(1s)$).

Si noti che la correlazione tra PGA ed i valori indicati potrebbe essere forte, ed in tal caso non si avrebbero effetti rilevanti sulla progettazione di nuovi edifici e sulla valutazione degli edifici esistenti (i coefficienti di correlazione tra PGA e ordinate spettrali a 0.5 e 1 s sono stimate tra 0.5 e 0.7, quindi la correlazione non è in realtà particolarmente elevata).

- c. Una scelta ancora più efficace potrebbe consistere nell'adottare direttamente parametri connessi con la domanda in spostamento.

Come è ben noto, la correlazione approssimata tra spettri in accelerazione e spettri in spostamento è associata al quadrato del periodo di vibrazione. L'ovvia conseguenza è che le accelerazioni a periodi più alti hanno maggiore efficacia sugli spostamenti di quanta non ne abbiamo le accelerazioni a periodi più bassi. Detto in altre parole, l'accelerazione spettrale a 1 s è più significativa di quella a 0.5 s, che a sua volta è più significativa della PGA nella correlazione con lo spettro in spostamento.

Considerando la forma tipica dello spettro in spostamento, che inizia da zero per periodo nullo, cresce sino alla massima amplificazione (questo valore è noto come *corner period*), si mantiene costante per un ampio intervallo di valori di periodo e successivamente decresce sino al valore di spostamento al terreno per periodi molto lunghi, la scelta più significativa sembrerebbe essere quella di adottare un valore di spostamento spettrale prossimo al valore corrispondente al *corner period*. Non si discuterà qui il tema della correlazione tra *corner period* e magnitudo, né dei valori da ritenersi significativi nel nostro paese. Notando infatti che i dati del passato anche recente, sono limitati a valori di periodo non superiori a 3 s, si farà di necessità virtù, affermando di ritenere significativo il valore dell'ordinata spettrale dello spettro in spostamento ad un valore di periodo di 3 s ($S_d(3s)$).

Una seconda possibile scelta potrebbe consistere nella adozione dell'ordinata spettrale ad un periodo molto lungo, ad esempio $S_d(10s)$, ma in questo caso sarebbe difficile qualsiasi confronto con il passato, poiché solo da registrazioni digitali recenti è possibile ottenere valutazioni attendibili di spostamento a periodi così lunghi.

Probabilità annua di superamento: qual è quella buona?

Si è sin qui fatto più volte riferimento alla possibile identificazione di prestazioni diverse, non limitate ad una situazione prossima al collasso. È dunque evidente che dalla parte dell'intensità del moto, o della pericolosità, diventa necessario e opportuno fare parallelamente riferimento a diverse probabilità annue di superamento, ovvero a diversi periodi di ritorno medi dello scuotimento.

D'altra parte è assai noto come a probabilità di superamento diverse corrispondano PGA diverse, ma anche forme spettrali molto diverse, talché alla scelta di un possibile parametro di scuotimento, dovrebbe essere associato in modo critico l'effetto del periodo di ritorno medio adottato.

Ad esempio, è noto che facendo riferimento a probabilità di superamento più alte, lo spettro in accelerazione tende ad essere molto stretto, senza una variazione necessariamente forte del picco di accelerazione. Per conseguenza, la

variazione della domanda di spostamento a periodi lunghi risulta in genere molto più significativa della massima domanda spettrale di accelerazione.

Si noti che la scelta della probabilità di superamento di riferimento, tipicamente (10% in 50 anni), è del tutto arbitraria, come risulta immediatamente da una lettura del primo lavoro in cui tale valore è stato adottato (Algermisson e Perkins, 1976)¹⁴, ed ha quindi senso domandarsi, in modo analogo a quanto fatto per la scelta del parametro, per quale periodo di ritorno i risultati in termini di risposta strutturale tendono ad essere caratterizzati da minore incertezza.

Si tratta di un tema che meriterebbe maggiore attenzione, anche in relazione all'eventuale opportunità di considerare valori diversi in funzione del tipo di opera, ovvero valori diversi per zone a diversa pericolosità.

Ci fermeremo qui, lasciando tutti i problemi aperti al futuro, solo notando che nel confrontare mappe diverse e parametri diversi ha anche senso prendere in considerazione le eventuali variazioni indotte dall'adozione di diverse probabilità di occorrenza, e dall'utilizzo delle incertezze associate.

4. Prime valutazioni critiche su un confronto tra le mappe di pericolosità

Le riflessioni presentate sono state indotte da un primo preliminare esame di confronto tra mappe di pericolosità, illustrato nell'articolo che segue, ed in particolare dal desiderio di rispondere a domande molto concrete, originate dall'ipotesi che la nuova mappa proposta a livello Europeo sia migliore di quella oggi adottata in Italia, essendo stata sviluppata disponendo di dati più recenti. In tal caso parrebbe lecito domandarsi, ad esempio:

- È opportuno o necessario adottare la nuova mappa in luogo di quella attuale?
- È conseguentemente opportuno o necessario adeguare ad essa le norme tecniche?
- Quali possibili modifiche dovrebbero essere prese in esame?
- Quali effetti si avrebbero sulla progettazione di nuove opere?
- Quali effetti si avrebbero sulla valutazione e sull'adeguamento delle strutture esistenti?
- Quali effetti si avrebbero sulle politiche di riduzione del rischio sismico?

¹⁴ Molti anni fa Allin Cornell disse ad uno degli autori di questo articolo che si decise per 10% in 50 perché i terremoti forti su uno stesso segmento della faglia di San Andreas o di altre importanti in California avvengono in media una volta ogni 200-250 anni circa. Quindi la probabilità annuale di superare il moto al terreno mediano generato da uno di questi terremoti è di circa $(1/250) \cdot (0.5) = 1/500$. Ammesso che questa sia la vera ragione, risulta evidente la sua arbitrarietà, ed in ogni caso il suo forte legame con situazioni specifiche della California.

- La stima delle perdite medie attese annualmente, a diverse scale geografiche, ne risulterebbe influenzata?
- Le compagnie di assicurazione dovrebbero rivedere i costi delle polizze?

Né in questo articolo né nel successivo si trovano risposte dirette a domande di questo tipo. In generale, parrebbe che la nuova mappa indichi valori di accelerazione più severi per strutture molto rigide, con periodi efficaci inferiori tre decimi di secondo, e valori di accelerazioni inferiori, ma prossimi, per strutture con periodi di vibrazione efficaci superiori a cinque decimi di secondo. Il tutto, ovviamente, con scostamenti diversi in aree diverse del territorio Nazionale. Non sono presentati confronti tra le domande di

spostamento, forse impossibili in considerazione del limite a due secondi degli spettri della mappa attuale, ma l'osservazione della tendenza degli spettri in accelerazione nella zona tra uno e due secondi induce a supporre che in generale i valori della nuova mappa potrebbero essere leggermente inferiori.

Si tratta di conclusioni generali e preliminari, che richiedono approfondimenti e studi, tuttavia, riteniamo che alcuni degli spunti di riflessione, anche a carattere generale e concettuale, che emergono da queste valutazioni preliminari potrebbero indurre a scelte più ragionate e fondate, soprattutto in merito all'interazione logica tra norme tecniche, parametri del moto e mappe di pericolosità.

Bibliografia

- Algermissen S.T., Perkins D.M. (1976) - A probabilistic estimate of maximum acceleration in the contiguous United States: U.S. Geological Survey Open-File Report 76-416.
- CNR-PFG (1980) - Proposta di riclassificazione sismica del territorio Nazionale, P. 361, ESA Editrice, Roma.
- Crowley H., Pinho R. (2004) - Period-Height Relationship for Existing European Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 8:SI1, 93-119.
- Crowley H., Stucchi M., Meletti C., Calvi G.M., Pacor F. (2009) - Uno sguardo agli spettri delle NTC08 in relazione al terremoto de L'Aquila. *Progettazione Sismica*. 1(3),75-84.
- Gruppo di Lavoro MPS (2004) - Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica prevista dall'Ordinanza PCM del 20 marzo 2003, n. 3274, All. 1, Rapporto Conclusivo, INGV Milano/Roma.
- http://zonesismiche.mi.ingv.it/documenti/rapporto_conclusivo.pdf.
- Iervolino I. (2013) - Probabilities and Fallacies: Why Hazard Maps Cannot Be Validated by Individual Earthquakes. *Earthquake Spectra* 29:3, 1125-1136.
- Mitrani-Reiser J. (2007) - An ounce of prevention: Probabilistic loss estimation for performance-based earthquake engineering, PhD Dissertation, California Institute of Technology (Caltech), Pasadena, California.
- Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Crowley H., Calvi G.M., Boschi E. (2011) - Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code, *Bulletin of the Seismological Society of America* 101:4, 1885-1911.
- Stucchi, M., Meletti C., Bazzurro P., Camassi R., Crowley H., Pagani M., Pinho R., Calvi G.M. (2012) - I terremoti del maggio 2012 e la pericolosità sismica dell'area: che cosa è stato sottostimato?, *Progettazione Sismica*, 03, 63-74.