

## Appendice

### POSSIBILI SVILUPPI DELLA NORMATIVA TECNICA

#### 1. L'evoluzione continua ...

Le modifiche alle normative tecniche sono vissute spesso con preoccupazione dai professionisti, in quanto comportano la necessità di un aggiornamento delle proprie conoscenze e degli strumenti operativi come il software. Si tratta tuttavia di un evento ineluttabile che si ripresenta almeno ogni decina d'anni. Anche per le NTC 08 sembra avvicinarsi il momento di una revisione. Una commissione di esperti, nominata dal ministero, ha redatto un nuovo testo che è stato presentato per l'approvazione al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel luglio 2012. La sua ufficializzazione era prevista per il gennaio 2013, ma poi tutto sembrava essersi bloccato. Finalmente dopo lunghe discussioni un nuovo testo, in alcuni punti diverso dal precedente, è stato approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel novembre 2014<sup>1</sup>. Le considerazioni che si riportano in questa appendice sono basate su tale testo e in qualche caso anche su bozze precedenti che aiutano a chiarire il dibattito in corso nel mondo scientifico.

Al fine di sdrammatizzare il probabile prossimo evento occorre ribadire che la normativa si basa su “*principi*” e si concretizza in “*regole applicative*”. I primi sono in generale durevoli nel tempo, mentre le seconde sono soggette a piccole e frequenti variazioni. Guardando ai decenni alle nostre spalle, notiamo che non sono mancate variazioni radicali della normativa tecnica, che hanno cioè investito i concetti base che la ispiravano. Ricordiamo ad esempio la graduale introduzione del *calcolo agli stati limite* che ha affiancato, come possibilità operativa, il tradizionale *metodo delle tensioni ammissibili* sin dagli anni '70 per le costruzioni soggette a carichi verticali e vento e dal 1996 per le costruzioni in zona sismica. Le normative tecniche europee, gli Eurocodici, sviluppate come

---

<sup>1</sup> Il testo della proposta di norma approvata dal Consiglio Superiore LL.PP. è riportato nel CD allegato al volume.

ENV (norme provvisorie) negli anni '90 e poi come EN (norme definitive) all'inizio del XXI secolo, hanno indicato il metodo semiprobabilistico agli stati limite come l'unico metodo praticabile ed hanno codificato aspetti fondamentali della progettazione sismica, come i principi della gerarchia delle resistenze. Il recepimento delle norme europee nella legislazione italiana, prima con l'Ordinanza 3274 del marzo 2003 e poi con le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ha richiesto un grosso sforzo da parte dei professionisti per l'aggiornamento delle proprie conoscenze ed anche della filosofia progettuale.

Niente di tutto questo è all'orizzonte. I *principi* introdotti con l'Ordinanza e recepiti con ampia maturazione nelle NTC 08 non sono in discussione. Le modifiche che si attendono riguardano solamente le regole applicative, nel tentativo di migliorarne l'efficacia e di correggere le inevitabili imprecisioni che possono trovarsi in qualsiasi testo. Si può quindi assicurare il lettore che lo studio del libro, oggi in ristampa corredato di questa breve relazione aggiuntiva, conserva la sua validità sostanziale.

## 2. Considerazioni generali

Nella nuova proposta di Norme Tecniche per le Costruzioni, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel novembre 2014, che è nel seguito indicata col termine "Bozza NTC 2015" (con riferimento al fatto che la sua pubblicazione è prevista per il 2015) si riscontrano numerose piccole modifiche di dettaglio, ma anche alcuni cambiamenti generali, soprattutto di terminologia. In verità, indipendentemente dalla maggiore o minore correttezza di un nome, risulta un po' fastidioso abbandonare un termine entrato nell'uso comune

Il primo termine di cui si segnala la modifica è quello che individua il coefficiente riduttivo dell'azione sismica  $q$ , indicato finora in Italia come *fattore di struttura*. Nella lingua inglese esso è indicato con *behaviour factor*, che si traduce letteralmente con *fattore di comportamento*. A ben guardare entrambi i termini hanno senso, perché è un parametro che tiene conto del comportamento globale (in termini di duttilità) della struttura. La Bozza NTC 2015 opta per la traduzione più letterale, ovvero *fattore di comportamento*.

Un secondo termine è quello che indica la modalità progettuale seguita per garantire una modalità di collasso globale. In Italia ci siamo finora riferiti a questa parlando di *criterio di gerarchia delle resistenze*, per sottolineare che per raggiungere la modalità di collasso voluta occorre conferire ad alcuni elementi una resistenza maggiore rispetto ad altri. Nella lingua inglese si parla invece di *capacity design*, riferendosi al fatto che alcuni elementi sono progettati a partire dalla capacità resistente di altri (un modo diverso per esprimere lo stesso concetto). Anche in questo caso la Bozza NTC 2015 opta per una traduzione più letterale (forse troppo), ovvero *progettazione in capacità*.

Un'altra variazione riguarda i termini usati per indicare le classi di duttilità di una struttura. In Italia per distinguere le classi si sono usate le lettere "A" e "B", denominate classe di duttilità alta e bassa. Nella classificazione europea si usano i simboli "H" ed "M" per indicare duttilità alta (*high*) e media (*medium*); in tale norma si fa poi riferimento al caso di duttilità bassa (*low*), indicata col simbolo "L". In effetti le strutture di classe di duttilità "B" devono presentare una capacità dissipativa media, non bassa. Pertanto, mantenendo invariato il simbolo, la Bozza NTC 2015 (punto 7.2.2) prescrive di usare in tal caso il termine *classe di duttilità media*. La classe "L" dell'Eurocodice può essere assimilata alle strutture indicate nelle NTC come *non dissipative*.

Una ulteriore variazione riguarda le zone di estremità delle aste, ovvero quelle che devono plasticizzarsi per dissipare l'energia immessa dal sisma nella struttura. Nelle NTC 08 si usava il termine *zone critiche* (probabilmente per sottolineare l'importanza, o criticità, che si attribuisce ad esse) che ora viene sostituito con *zone dissipative*, termine forse effettivamente più appropriato.

Si segnala poi che la Bozza NTC 2015 corregge una fastidiosa incongruenza presente nelle NTC 08, che in più punti citavano la zona 4. Tale classificazione, introdotta con l'Ordinanza 3274 per individuare le zone a bassissima sismicità, ha perso di significato con l'introduzione dei nuovi parametri che individuano la pericolosità sismica di un sito, parametri che variano con continuità da un punto all'altro. Il riferimento è ora sostituito dalla condizione  $a_g S \leq 0.075 g$ , individuando così una soglia al di sotto della quale sono sufficienti prescrizioni sismiche più blande.

Infine, un'altra osservazione di carattere generale: una serie di tabelle sono state spostate dalla loro vecchia collocazione in nuove posizioni, come indicato in dettaglio più avanti. Questo corrisponderà certamente ad una maggiore razionalizzazione del testo, ma è una delle cose che più salta all'occhio e crea disorientamento già da una prima lettura del nuovo testo.

### 3. Azione sismica (paragrafo 3.2)

Si riscontrano alcune variazioni nella classificazione dei suoli ai fini sismici. In particolare, nel punto 3.2.2 la distinzione tra le categorie di sottosuolo è legata esclusivamente alla velocità delle onde di taglio  $V_s$ . È però detto che tale parametro può, con giustificata motivazione, essere valutato tramite relazioni empiriche con i risultati di altre prove in sito, come le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. Per il suolo E si parla ora di profondità del substrato fino a 30 m anziché 20 m. Scompare infine il riferimento a suoli S1 e S2.

Una variazione significativa, sulla quale si ritiene soffermarsi, compare nel punto 3.2.3.5, con riferimento al fattore di struttura  $q$  (scusate se conti-

nuiamo ad usare il vecchio nome). È facile che si sia rimasti colpiti dal fatto che le ordinate dello spettro di progetto per SLV risultano molto spesso inferiori a quello dello spettro elastico per SLD (si veda ad esempio la Fig. 9 a pag. 264 o la Fig. 1 in questa appendice). Sembra infatti incoerente progettare allo stato limite ultimo (SLV) con accelerazioni sismiche inferiori a quelle per le quali si immagina un comportamento elastico (SLD). La Bozza NTC 2015 introduce uno spettro di progetto (e quindi un fattore di struttura  $q$ ) anche per lo stato limite di danno. Inoltre più avanti, al punto 7.3.1, prescrive che “qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD”.

Pensare ad un fattore di struttura  $q$  anche per SLD vuol dire accettare che anche per l'intensità sismica ad esso corrispondente il comportamento della struttura si discosta da quello elastico lineare. In effetti facendo prove su tavola vibrante si constata che il comportamento di telai in c.a. si modifica già dopo averli sottoposti ad accelerazioni modeste, con significativi aumenti del periodo proprio. Quanto ciò sia dovuto al progressivo superamento della resistenza a trazione nelle sezioni (anche di pilastri) o ad un eventuale danneggiamento delle armature non è facile dirlo, ma la variazione di comportamento è un dato di fatto.

Per lo stato limite di danno il valore di  $q$  deve essere non superiore a 1.5, come indicato al punto 7.3.1 nella tabella 7.3.I. Ulteriori indicazioni si possono ricavare per analogia al comportamento di strutture non dissipative, per il quale lo stesso punto indica di usare i 2/3 del valore di  $q$  corrispondente a strutture di classe di duttilità “B”, col limite superiore di 1.5.

Aver introdotto anche per SLD uno spettro di progetto ridotto di  $q$  non ha alcuna influenza sulla verifica allo stato limite di danno. Infatti vale anche in questo caso, come per SLV, l'ipotesi di uguaglianza di spostamenti tra comportamento elastico e plastico. Di conseguenza i valori calcolati con spettro ridotto di  $q$  andranno poi amplificati di  $q$ , riottenendo i valori del passato. Da questo punto di vista, la variazione è quindi solo formale, non sostanziale.

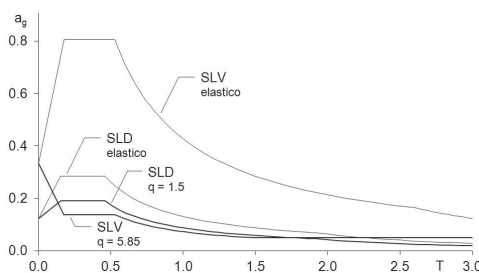


Fig. 1. Spettri di risposta elastici e di progetto per SLD e SLV

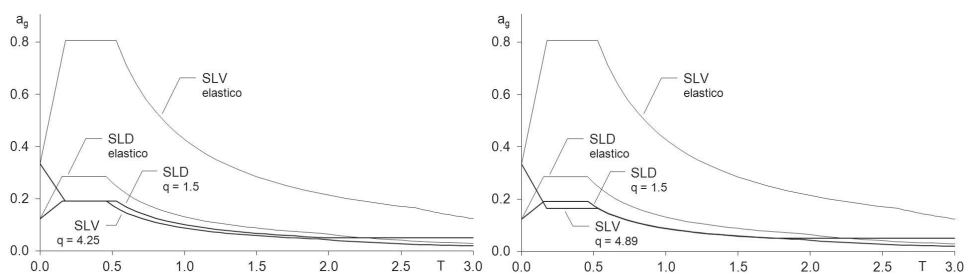


Fig. 2. Influenza del valore di  $q$  sullo spettro di progetto per SLV

Può invece avere una notevole rilevanza la richiesta che le ordinate dello spettro di progetto SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto SLD. Nonostante l'introduzione del fattore riduttivo  $q$  per SLD, lo spettro di progetto per SLV rimane ancora inferiore quando si usano fattori di struttura alti, come il valore 5.85 ammesso per strutture intelaiate in c.a. di classe di duttilità "A" (Fig. 1). La prescrizione equivale quindi, indirettamente, a limitare l'uso dei valori di  $q$  previsti per la classe di duttilità "A". È però chiarito che tale limitazione non deve essere estesa a tutte le ordinate spettrali ma solo a quelle significative, perché si parla esplicitamente di un confronto in termini di domanda di resistenza (che è dettata dalle ordinate corrispondenti al periodo fondamentale). Con riferimento al sito utilizzato come esempio in questo libro, se si applicasse la prescrizione a tutti i periodi il valore di  $q$  non potrebbe superare 4.25 (Fig. 2, a sinistra). Valori un po' più alti si ottengono considerando la limitazione solo all'ordinata spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura; nell'esempio si avrebbe come limite  $q = 4.89$  per  $T > 0.5$  s (Fig. 2, a destra). Si sottolinea, però, che questa indicazione è chiaramente facoltativa, perché preceduta da un "si può scegliere". L'argomento merita quindi una più ampia discussione nell'ambito scientifico oltre che professionale.

Si segnala infine che i valori per la combinazione dell'azione sismica con gli altri carichi, precedentemente indicati al punto 3.2.4, sono ora riportati nel punto 2.5.3, che già parla in generale di combinazione delle azioni. Slitta di conseguenza la numerazione dei punti successivi.

#### 4. Costruzioni di calcestruzzo (paragrafo 4.1)

Anche in questo paragrafo vi sono numerose piccole modifiche. Senza scendere in eccessivi dettagli, si segnalano alcuni aspetti che si ritengono più rilevanti ai fini della progettazione sismica.

Per la classificazione del calcestruzzo si adottano definitivamente nel punto 4.1 le indicazioni dell'Eurocodice 2, che individua classi di resistenza in cui varia di 5 in 5 la resistenza cilindrica  $f_{ck}$ , mentre in passato si faceva variare in

tal modo la resistenza cubica  $R_{ck}$ . Scompaiono così ad esempio le classi C28/35 e C32/40, sostituite dalla C30/37.

Nel definire i diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.2) si forniscono indicazioni anche per il calcestruzzo confinato. Si introduce così la possibilità di tener conto dell'effetto del confinamento nella verifica di resistenza, espressamente richiamata nella parte sismica al punto 7.4.1.

Si segnala infine che, per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione deviata effettuate con la formula semplificata

$$\left( \frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (1)$$

vengono forniti al punto 4.1.2.3.4.2 (ex punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 08) valori dell'esponente  $\alpha$  in parte coincidenti con quelli indicati in questo libro. Rimane sensibile la discordanza per sezioni soggette a sforzo normale basso, per le quali è suggerito il valore 1. Nel presente testo si è invece mostrato come in tal caso sia possibile arrivare anche al valore 2 (si veda capitolo 12, pag. 314).

## 5. Progettazione per azioni sismiche (capitolo 7)

### *Criteri generali di progettazione e modellazione (paragrafi 7.1 e 7.2)*

Per quanto riguarda le costruzioni site in zona a bassissima sismicità (ex zona 4, ora zona con  $a_g S \leq 0.075 g$ ), sembra ormai completamente scomparsa la possibilità di riferirsi al metodo delle tensioni ammissibili. La normativa continua a consentire semplificazioni operative, in particolare facendo riferimento ad una progettazione *non dissipativa*, ma impone un'analisi per forze orizzontali con  $F_h = 0.10 W \lambda$ .

I paragrafi relativi ai criteri generali di progettazione ed alle caratteristiche generali delle costruzioni (7.2.1 e 7.2.2) sono ora invertiti tra loro. Nel nuovo paragrafo 7.2.1 vi sono alcune modifiche nella definizione di regolarità in pianta e in altezza, di rilievo tanto modesto da non invalidare le osservazioni critiche riportate alla fine del capitolo 3 di questo libro. È però detto chiaramente che quando al di sopra delle fondazioni vi è una struttura scatolare rigida i controlli sulla regolarità in altezza devono essere effettuati solo per la parte soprastante. Nel paragrafo 7.2.2 viene eliminato il collegamento “strutture non dissipative – stato limite di esercizio” e “strutture dissipative – stato limite ultimo”, per sottolineare che è possibile prevedere un comportamento non dissipativo anche nei riguardi dello stato limite ultimo.

Per quanto riguarda le fondazioni, le NTC 08 imponevano (nel paragrafo 7.2.5) la gerarchia delle resistenze richiedendo di applicare a questi elementi le azioni corrispondenti alla capacità resistente dei pilastri ma ponevano un limi-

te superiore pari al valore di calcolo amplificato con  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.3 per CD “A” e 1.1 per CD “B”, che era molto spesso determinante. Il testo è ora leggermente cambiato, perché lascia liberi di scegliere tra valori ottenuti ipotizzando un comportamento non dissipativo (frase che sostituisce il riferimento a  $q=1$ ), valori derivanti dalla capacità di resistenza a flessione dei pilastri e valori di calcolo incrementati mediante  $\gamma_{Rd}$ . Si osserva poi che nel nuovo testo scompare la frase “le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico” che era ambigua. Inoltre per i pali si parla ora di zone dissipative, mentre prima si diceva che è “da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione”.

Parlando di modellazione (paragrafo 7.2.6), nel consentire la modellazione complessiva del complesso struttura-fondazione-terreno la nuova norma impone una limitazione: il taglio alla base calcolato con interazione deve essere almeno pari al 70% del taglio alla base calcolato con vincoli fissi e con spettro di risposta per sottosuolo di tipo A. Questa indicazione nasce dal desiderio di limitare la riduzione di sollecitazioni dovute all’aumento del periodo proprio (conseguente alla deformabilità del vincolo), anche a causa di dubbi sull’effettivo comportamento e sulla capacità dissipativa di una struttura su fondazioni fortemente deformabili.

Si segnala infine che in una bozza precedente era allegata una tabella che suggeriva valori con cui tener conto dell’influenza della fessurazione sulla rigidità effettiva di travi e pilastri (per questi ultimi tenendo conto anche dell’entità dello sforzo assiale). Il fatto che la tabella non sia stata inserita nella versione finale del testo conferma l’idea che questo è un argomento sul quale il dibattito scientifico non è ancora giunto a indicazioni operative ampiamente condivise.

### *Metodi di analisi e criteri di verifica (paragrafo 7.3)*

All’inizio del paragrafo 7.3 è aggiunta una breve premessa nella quale vengono indicati mediante una tabella i limiti di  $q$ . In una bozza precedente veniva precisato che è possibile classificare diversamente la struttura nelle due direzioni principali, adottando quindi diversi *fattori di comportamento*. In effetti, nel campo degli edifici in c.a. può essere frequente il caso di edifici intelaiati che presentino in una sola direzione anche pareti in c.a. (corpo scale o testate). Il non aver mantenuto la precisazione non inficia, a parere di chi scrive, la possibilità di differenziare il valore di  $q$  nelle due direzioni.

Nel paragrafo 7.3.1 è precisato che per le strutture non dissipative si usa il valore  $q_{ND}$  che è  $2/3$  del valore per CD “B”, ma compreso tra 1 e 1.5 (nelle NTC 08 si riteneva che per le strutture non dissipative fosse  $q=1$ ). Nello stesso paragrafo è riportata una tabella che riepiloga i valori di  $q_0$  per tutte le tipologie, che prima erano sparsi nei vari paragrafi relativi ai diversi materiali (rimane però in quei paragrafi il valore di  $\alpha_w/\alpha_1$ ). È riportata qui anche l’indicazione di ridurre  $q_0$  mediante  $k_w$  per le pareti, che prima era fornita in 7.4.3.2.

Nel paragrafo 7.3.2 è ben chiarito che l'analisi lineare statica può essere usata per le costruzioni "la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori". Questo è il giusto principio cui ispirarsi nel decidere se sia possibile usare l'analisi statica. Le indicazioni che fanno riferimento alla regolarità o al periodo proprio, che rimangono al 7.3.3.2, sono quindi chiaramente regole applicative (di cui quella relativa alla regolarità in altezza è sicuramente non coerente con le indicazioni scientifiche).

Nel paragrafo 7.3.3, relativo alle analisi lineari, è ribadito che l'effetto della eccentricità accidentale può essere determinato "mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano ... moltiplicata per l'eccentricità accidentale" cioè con la procedura che è stata suggerita ed utilizzata negli esempi del libro. Nello sottoparagrafo 7.3.3.2, relativo all'analisi lineare statica, è cambiata la formula da usare per stimare il periodo proprio della struttura. Anziché dipendere dall'altezza dell'edificio e dalla tipologia strutturale, si indica ora

$$T_1 = 2 \sqrt{d} \quad (2)$$

dove  $d$  è lo spostamento in testa (espresso in metri) provocato da una distribuzione di forze corrispondenti alla massa di ciascun impalcato. In tal modo si ha un risultato sicuramente più significativo ma si perde il vantaggio di poter prevedere "a priori" il periodo fondamentale. Sicuramente preferibile è quindi utilizzare la formula di Rayleigh a partire dai risultati dell'analisi lineare statica, anziché fare una nuova analisi con la distribuzione indicata. Per quanto riguarda gli spostamenti della struttura (punto 7.3.3.3), viene ribadito che essi vanno valutati amplificando i risultati dell'analisi lineare in base al fattore di struttura  $q$ . In realtà si omette di precisare che ora questo criterio deve essere applicato anche per lo SLD; viene invece indicato che gli spostamenti per SLC possono essere presi pari a quelli per SLV moltiplicati per 1.25 (oppure valutati tenendo conto del rapporto tra le ordinate spettrali di SLC e SLV in termini di spostamento).

Nel paragrafo 7.3.4, relativo alle analisi non lineari, vengono eliminate le limitazioni all'uso dell'analisi statica non lineare, prima presenti, e non sono più precisati gli scopi e i casi in cui si utilizza. È un ulteriore passo verso la diffusione di tale analisi, sicuramente molto importante, in particolare nella verifica di strutture esistenti. Tra le distribuzioni secondarie è aggiunta la distribuzione multimodale.

Infine, i criteri di verifica per stati limite ultimi e di esercizio sono ora unificati nel paragrafo 7.3.6. La trattazione appare più organica ed è inserita una tabella che indica chiaramente i diversi tipi di verifica per i differenti elementi e i vari stati limite, anche in funzione della classe d'uso. In tale tabella si nota che nel caso di classe d'uso III e IV la verifica di rigidezza (controllo spostamen-



ti) è richiesta per lo SLO, con limiti pari ai 2/3 di quelli richiesti per SLD. Si ritiene che le differenze di risultato siano modeste, perché contemporaneamente alla riduzione del limite vi è il fatto che l'accelerazione per SLO è minore di quella per SLD. Tra le indicazioni, è fornito un ulteriore limite di spostamenti per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che siano duttili e sono ridotti i limiti per strutture in muratura. Si osserva inoltre che le indicazioni sugli impalcati, che erano in 7.3.6.1, sono state ora spostate al 7.4.4.4.1.

#### *Costruzioni di calcestruzzo (paragrafo 7.4)*

Le variazioni (o almeno quelle per strutture intelaiate, cui fa riferimento questo libro) sono veramente poche. Nel paragrafo 7.4.1 si evidenzia la possibilità di tener conto degli effetti del confinamento sulla capacità degli elementi strutturali. Tra le indicazioni relative alle tipologie strutturali (paragrafo 7.4.3) si nota un limite più restrittivo per la classificazione di strutture torsionalmente deformabili. Non sono più presenti i valori di  $q$ , spostati come detto al punto 7.3.1.

I paragrafi 7.4.4.1 (travi) e 7.4.4.2 (pilastri) sono stati riorganizzati, inserendo in maniera più organica il riferimento alle verifiche di duttilità. Si segnala solo una variazione, che può avere risvolti importanti. Nel valutare la sollecitazione da taglio nei pilastri, ai fini di quella che ora viene denominata progettazione in capacità, Si considera ancora

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_p} \quad (3)$$

ma il momento agli estremi del pilastro è ridotto rispetto al momento resistente  $M_{c,Rd}$  in proporzione all'incremento già dato per la gerarchia di resistenza trave-pilastro, valutando

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \text{ MIN} \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right) \quad (4)$$

## **6. Costruzioni esistenti (capitolo 8)**

Anche se il presente libro è riferito esclusivamente alla progettazione di nuovi edifici, appare utile un breve cenno alle indicazioni fornite per le costruzioni esistenti. Questo tema è stato oggetto di un lungo dibattito, mirante a chiarire se agli edifici esistenti debba essere richiesto lo stesso grado di sicurezza previsto per le nuove costruzioni. In effetti se nella definizione di edificio esistente si tenesse conto dell'età dell'edificio avrebbe senso prevedere per esso una vita nominale (rimanente) più piccola di quella prevista per una nuova costruzione. Operava in tal senso una proposta che prevedeva la riduzione della vita nominale da 50 a 30 anni, con una conseguente diminuzione del periodo di ritorno

del sisma di progetto e dell'accelerazione ad esso corrispondente. La versione finale della Bozza NTC 2015 ha però respinto tale idea. Si è invece introdotto un coefficiente  $\zeta_E$ , definito come “il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

Per quanto riguarda gli interventi di miglioramento, il paragrafo 8.4.2, dopo aver precisato che tali interventi devono accrescere il livello di sicurezza della costruzione, prescrive che il valore di  $\zeta_E$ , ottenuto mediante essi sia non minore di 0.4 per le costruzioni di classe IV e non minore di 0.1 per le costruzioni di classe III e II. Questi valori, in particolare il secondo, sembrano fin troppo piccoli, ma ovviamente sono frutto di una decisione “politica” e non tecnica.

Per gli interventi di adeguamento, il paragrafo 8.4.3 indica come valore richiesto  $\zeta_E=1.0$ , ovvero il pieno rispetto dei requisiti per nuove costruzioni (ma ottenuto tenendo conto delle prescrizioni specifiche per gli edifici esistenti). Solo nel caso variazioni di classe o destinazione d'uso che comportano un incremento di carichi in fondazione superiore al 10% è consentito l'uso di  $\zeta_E=0.8$ . Nello stesso paragrafo si nota una precisazione relativa all'obbligo di adeguamento nel caso di interventi che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente. Questa indicazione è di per se abbastanza ambigua e si presta a diverse interpretazioni. La Bozza NTC 2015 aggiunge che nel caso di edifici questo si riferisce a “effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi verticali complessivi riferiti ai singoli piani”. Questa frase dà spazio a nuove interpretazioni, ma ancora una volta rimangono dubbi e non se ne capisce chiaramente l'intento.

## 7. Conclusioni

Le indicazioni qui fornite non vogliono e non possono essere esaustive, anche perché il testo esaminato potrebbe essere soggetto ad ulteriori modifiche. Si spera comunque che esse siano servite a dare al lettore un'idea della direzione in cui ci si sta muovendo ed anche a tranquillizzarlo per il futuro.