

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

Cap. 2 - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE (par. B.1 ÷ B.9)
(Paolo E. Pinto)

SOMMARIO

- 2.1. Generalità 2.3
- 2.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma, commenti e miglioramenti possibili 2.3
 - 2.2.1. Obiettivi del progetto antisismico 2.3
 - 2.2.2. L'azione sismica di progetto 2.4
 - 2.2.3. Limiti di validità dell'azione sismica convenzionale 2.7
 - 2.2.4. La duttilità globale ed i metodi per conseguirla 2.10
- 2.3. Conclusioni 2.15
- 2.4. Bibliografia 2.17

Cap. 2 - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE (par. B.1 ÷ B.9)

(Paolo E. Pinto)

2.1. GENERALITA'

La sezione B delle norme sismiche costituiva, nelle intenzioni originali del legislatore, il riferimento generale per la progettazione antisismica di strutture appartenenti a tipologie e materiali qualsiasi, esclusi gli edifici. Essa contiene di fatto la definizione della azione sismica, i metodi di analisi strutturale ammessi, il modo di combinare l'azione sismica con le altre azioni permanenti ed accidentali ed infine, i criteri per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti.

Nel corso dell'ultimo aggiornamento l'attualità di questa sezione è stata posta in discussione, esaminandola anche in confronto con le più recenti norme internazionali, quali ad esempio l'Eurocodice 8 (3), le norme sismiche della Nuova Zelanda (2), della Francia (1), etc.

Il risultato di questo esame è stato di una certa insufficienza, alla quale tuttavia, stante il criterio assegnato di massima continuità con il testo precedente, non si è potuto mettere rimedio con il carattere di organicità che sarebbe stato seguito in una scrittura ex novo.

Il seguito di questo capitolo è dedicato ad una discussione dei punti di maggiore rilievo trattati (più o meno compiutamente) nella sezione B, con la quale si coglie occasione per delineare gli orientamenti innovativi che sono stati di recente accolti nelle norme internazionali, e che potrebbero anticipare la futura evoluzione del testo attuale.

2.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA, COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

2.2.1. OBIETTIVI DEL PROGETTO ANTISISMICO

Una carenza ancora osservabile nella attuale normativa è la mancata enunciazione degli obiettivi che si prefigge la progettazione antisismica, e del livello di protezione che attraverso l'uso della norma si riesce a conseguire.

I concetti di prestazione attesa e di livelli di garanzia sono entrati oggi nella logica comune e si applicano tanto ai prodotti d'uso domestico quanto ai grandi sistemi infrastrutturali, come trasporti, telecomunicazioni, etc. E' dunque non più accettabile che nè il cliente conosca nè il progettista sia in grado di governare coscientemente il livello di protezione di una costruzione nei confronti di un evento che è sì aleatorio nelle sue modalità, ma è anche statisticamente certo nel suo verificarsi.

Tutte le norme sismiche moderne esordiscono con la dichiarazione degli obiettivi perseguiti e con l'indicazione dei livelli di affidabilità relativi a ciascun obiettivo. Le norme, cosiddette "prestazionali", di nuova generazione tendono ad una articolazione degli obiettivi sempre più spinta, nella quale si individuano non più soltanto i due classici stati-limite di danno (SLD) e di collasso (SLU), bensì una pluralità di stati (4-5), compresi tra l'assenza totale di danno ed il collasso.

Una impostazione così raffinata non è oggi ancora attuabile per una molteplicità di ragioni, una delle quali ma non la principale è l'onere aggiuntivo che ne deriverebbe alla progettazione, onere che dovrebbe essere peraltro riconosciuto e compensato. E' piuttosto la difficoltà di correlare determinati scenari di danno e di funzionalità compromessa con i valori delle grandezze fornite dalla analisi strutturale: tensioni, deformazioni e spostamenti, nonché la questione quanto mai complessa di come determinare su basi razionali (ma che comprendano, oltre all'aspetto economico, anche fattori soggettivi quali ad es. la disponibilità all'investimento per la protezione dai

danni, ed il livello di soglia accettato per il pericolo) i livelli di protezione per tutti gli stati di danno che non sono collegati alla salvaguardia della pubblica incolumità, che è l'unico aspetto considerato dalla norma tecnica nazionale.

Una riformulazione della norma in termini prestazionali avrebbe comportato profonde modifiche ed ampliamenti, essendo il contenuto attuale sostanzialmente convenzionale e prescrittivo.

Gli obiettivi di protezione sono stati perciò introdotti, ma non a premessa delle norme, e nemmeno in modo troppo esplicito e puntuale, nel Paragrafo B.9, che tratta del calcolo di spostamenti e deformazioni.

Si distingue in tale paragrafo tra valori degli spostamenti da utilizzare per la verifica del danno ad elementi non strutturali ed impianti, e valori da utilizzare per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza delle parti strutturali. I primi sono naturalmente più piccoli dei secondi, essendo l'azione sismica di riferimento per lo SLD (cui tali spostamenti sono dovuti) caratterizzata da un periodo medio di ritorno più breve (e quindi da una intensità minore) di quella che è ragionevole assumere per lo SLU.

Le considerazioni esposte sono illustrate nella Fig. 2.1 che presenta una curva cosiddetta di pericolosità sismica ricavata in via ipotetica per un generico sito. In ascisse vi è il picco di accelerazione del suolo: A , in ordinate la probabilità annua di superamento: $\Pr\{A \geq a\}$ dei valori in ascissa oppure, nella scala a destra, il periodo medio di ritorno: $T_R(a)$ di tali valori. Ragionando in termini di T_R la curva indica che per $T_R = 50$ anni il corrispondente valore di A (cui le forze sismiche sono proporzionali, per una data struttura) vale:

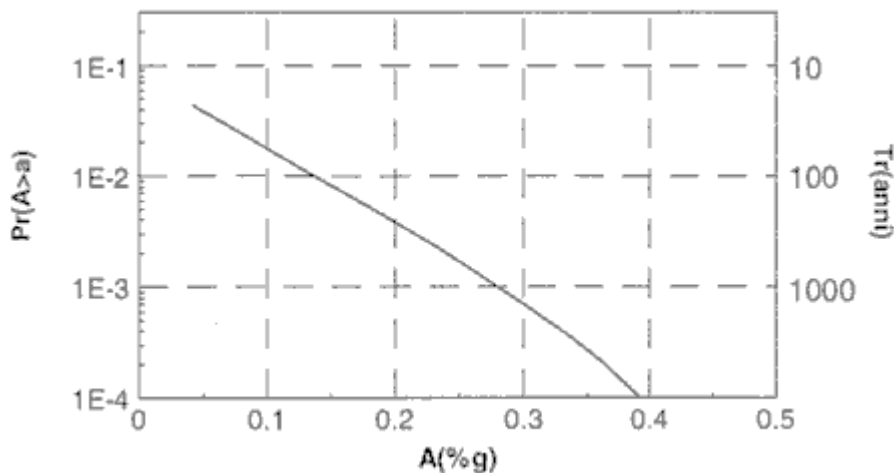


Fig. 2.1. Probabilità annua di superamento e periodo medio di ritorno della accelerazione massima al suolo in un sito generico.

0,1 g, e che per $T_R = 500$ anni il valore diviene 0,25 g, ossia 2,5 volte superiore.

Valori di T_R prossimi a quelli ora discussi sono esplicitamente indicati nelle normative “prestazionali” come riferimenti appropriati per la verifica/progetto ai due stati-limite di danno e di collasso.

2.2.2. L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La dizione azione sismica di progetto non compare esplicitamente nel testo della norma. In B.1 viene detto che gli *effetti* delle azioni sismiche devono essere valutati convenzionalmente mediante una analisi statica (esposta in B.4), ovvero mediante una analisi dinamica (esposta in B.6).

Nella circolare allegata al D.M. viene spiegato che il carattere di convenzionalità deriva principalmente dalla modesta entità assunta dalla norma nel quantificare le azioni sismiche, aggiungendo però che esiste un supporto teorico e sperimentale in grado di dimostrare come la convenzione adottata sia idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza, “purché la struttura possieda un sufficiente grado di duttilità”.

Per completare il quadro normativo riguardante l'azione sismica, è da ricordare che in B.1 viene consentito, in alternativa alle prescrizioni convenzionali di cui si è parlato, il ricorso ad “analisi più approfondite, fondate su una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto, e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati”.

Nella circolare questi procedimenti più approfonditi sono identificati con l'impiego di modelli strutturali e metodi di analisi non lineari.

Si osserva che l'alternativa ammessa non è l'impiego di norme più avanzate, bensì il permesso di operare al di fuori della norma, e conseguentemente al di fuori del suo ombrello legale, assumendo la responsabilità di ogni scelta che interviene nel processo progettuale. E' un'alternativa completamente antitetica, con la quale si passa da un modo di operare fortemente convenzionale ma “protetto”, ad un percorso autonomo che mira a riprodurre nel modo più realistico possibile il fenomeno fisico naturale (il “terremoto di progetto”) ed i suoi effetti nella struttura da progettare.

A causa dell'evidente maggiore impegno che essa comporta, la scelta di 'uscire' dalle norme è stata adottata nel passato solo per costruzioni di importanza speciale e/o ad alto rischio indotto, quali ad es. le centrali nucleari, le grandi dighe, etc., mentre l'incidenza di questa clausola nella progettazione corrente è stata irrilevante.

Dopo aver ripetutamente affermato il carattere di convenzionalità della attuale definizione della azione sismica nella norma, si vuole ora descrivere brevemente un procedimento più razionale per la definizione della azione sismica di progetto, già adottato in numerose normative sismiche internazionali, e quindi di prevedibile introduzione nella prossima edizione della norma nazionale.

Il punto di partenza non può che essere un modello fisico, anche semplificato, del fenomeno in sé, ossia del moto sismico del terreno nel sito di interesse.

Il modello di adozione universale nelle normative moderne consiste in uno spettro di risposta in accelerazione, elastico, il cui andamento normalizzato è congruente con le caratteristiche del meccanismo focale (campo di magnitudo, profondità ipocentrale, distanza) degli eventi che possono interessare il sito, nonché con le caratteristiche morfologiche e geotecniche del sito stesso.

La “forma” dello spettro è definita da un certo numero di parametri (5-6), che consentono di adattarla alle condizioni suddette, mentre l'intensità complessiva è data da un fattore di scala che si applica alla forma normalizzata. Il fattore di scala costituisce l'ordinata dello spettro per $T = 0$, la quale rappresenta fisicamente il valore di picco della accelerazione del suolo: A .

A titolo di esempio nella Fig. 2.2 è riportato lo spettro di risposta elastico contenuto nell'Eurocodice 8 per condizioni di sito intermedie tra quelle di suolo roccioso e soffice.

Lo spettro di risposta elastico è definito, come ben si ricorda, come il luogo delle risposte massime (in accelerazione) di un oscillatore elastico di assegnato smorzamento e periodo crescente a partire da $T = 0$.

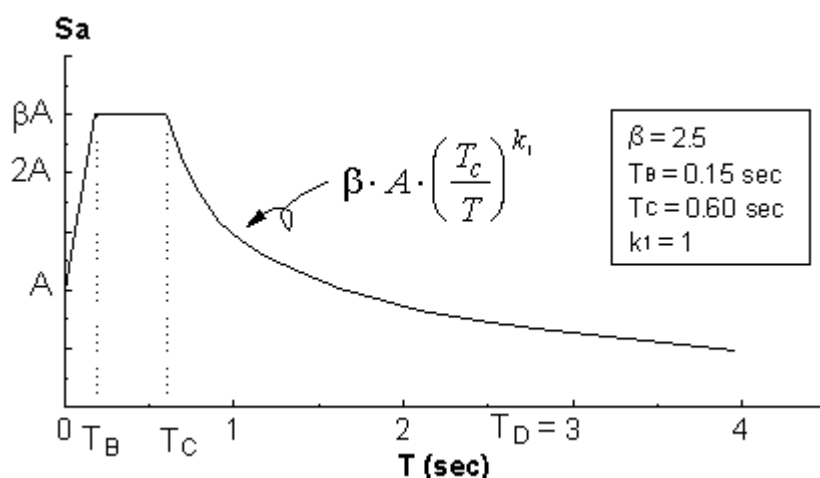


Fig. 2.2. Spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per suoli intermedi.

Le ordinate dello spettro in Fig. 2.2 tuttavia (così come di altri spettri similmente proposti) non sono riferibili ad un singolo evento sismico, ma all'insieme degli eventi che possono verificarsi nel sito. Esse si ricavano mediante procedimenti statistico-probabilistici di uso ormai corrente, i quali consentono di ottenere valori delle ordinate caratterizzati da un unico, prefissato, valore della probabilità di venire superati, posto che accada un evento con intensità A al sito. Gli spettri del tipo in Fig. 2.2 si indicano per questo motivo con il nome di spettri "isoprobabili". (spesso, ad esempio nel caso dell'EC8, non disponendo di un numero di spettri sufficientemente numeroso per ricavare lo spettro isoprobabile per il sito in esame, si ricorre a spettri ricavati su siti simili ma non uguali, ottenendo uno spettro medio invece di uno spettro isoprobabile).

La conoscenza di uno spettro isoprobabile (o, in difetto di statistica, medio) (Fig. 2.2) e della legge di probabilità della accelerazione al sito (Fig. 2.1) costituisce una base descrittiva delle caratteristiche di sismicità di un sito adeguata ai fini della progettazione di un edificio. Come si osserva, è una conoscenza a carattere statistico-probabilistico.

Per completezza, si può aggiungere che dato un generico spettro di risposta, è sempre possibile ricavare a posteriori una famiglia di accelerogrammi (detti perciò artificiali) che singolarmente o nella loro media danno uno spettro di risposta compatibile (non uguale, a meno di valutare la media su un numero infinito di spettri generati) a quello di partenza. L'uso di accelerogrammi per la descrizione del moto del terreno è indispensabile quando sono da eseguire analisi dinamiche in campo non-lineare.

Ottenuto il "modello" (probabilistico) del fenomeno sismico in un sito, il passo successivo consiste nella scelta della azione sismica da adottare nel progetto. Si assume per semplificare che lo stato-limite condizionante il progetto sia uno solo, ed in particolare lo SLU, o di collasso.

La azione sismica di progetto per lo SLU è per definizione l'azione che, utilizzata per progettare la resistenza di una costruzione, consente ad essa di sopravvivere in condizioni prossime al collasso ad un evento sismico caratterizzato dal prefissato periodo di ritorno (ad es. 500 anni).

Occorre adesso prima di procedere ricordare brevemente che in condizioni dinamiche il collasso locale o globale di una struttura non è legato all'attingimento della soglia di resistenza degli elementi, bensì all'esaurimento delle loro capacità deformative. Il problema dinamico nasce infatti come problema di spostamenti impressi dal terreno alla costruzione, spostamenti che ingenerano nella struttura accelerazioni e quindi forze di inerzia.

L'equilibrio dinamico tuttavia, al contrario di quello statico, è sempre possibile anche quando, sotto eccitazione crescente, le forze resistenti interne cessano di crescere per raggiunto snervamento, o addirittura decrescono per degrado di resistenza, a condizione che gli elementi siano capaci di sostenere gli spostamenti richiesti senza

perdita di integrità.

Il controllo mediante analisi della dinamica di una struttura nel campo delle forti deformazioni anelastiche, in teoria necessario per la verifica della sicurezza al collasso, è di fatto irrealisticamente oneroso per la pratica corrente e quindi non proponibile come procedura di progetto: oltre tutto una analisi non lineare è necessariamente una analisi di verifica di una struttura già dimensionata, e sarebbe quindi associata ad un procedimento iterativo.

Allo stato attuale della pratica professionale, il progetto delle strutture viene eseguito sulla base di forze assegnate, e con l'uso di modelli strutturali e metodi di analisi lineari, statici o dinamici.

Il procedimento adottato dalle norme moderne è il seguente: - Si stabilisce l'evento sismico: valore di A ed associata forma spettrale, per il quale si vuole garantita la sicurezza allo SLU; - L'azione sismica di progetto è una frazione dell'azione cui la struttura andrebbe soggetta per effetto dell'evento sismico sopra definito se il suo comportamento fosse indefinitamente elastico. In termini operativi, le ordinate dello spettro di risposta elastico corrispondente all'evento di progetto vengono divise per un fattore, e lo spettro di risposta così ridotto, denominato spettro di progetto, fornisce le forze con cui la struttura viene progettata alla soglia di snervamento. - Il fattore di riduzione, detto comunemente 'fattore di comportamento' (q), tiene conto del fatto che la struttura, superata la soglia di snervamento, è in grado di subire spostamenti inelastici cui è associata capacità di dissipazione di energia, ed è quest'ultima, principalmente, a mantenere la risposta entro limiti controllati. In termini espressivi, anche se un po' forzati, il fattore q sostituisce e riassume i risultati della analisi non lineare. - Il fattore q dipende dalle caratteristiche di duttilità degli elementi ma anche, ed in modo sostanziale, dal proporzionamento relativo degli elementi nell'organismo strutturale, tale che la richiesta di duttilità sia uniformemente diffusa tra gli elementi e quindi la dissipazione di energia sia la maggiore possibile. - Per strutture in cemento armato progettate con caratteristiche elevate di duttilità locale e globale il valore di q previsto dall'Eurocodice 8 (3) è pari a 5, mentre può scendere a 2 (= forze di progetto 2,5 volte superiori) per strutture poco duttili.

Questa forte dipendenza delle forze di progetto dalle caratteristiche della struttura, a parità di obiettivi di sicurezza, non si ritrova nella formulazione delle norme attuali (par. B.4 e B.6) e la sua mancanza ne costituisce un limite di importanza non secondaria.

Le norme di nascita più recente si limitano, nella parte generale, a descrivere il modello della azione sismica in quanto tale, introducendo il concetto del fattore q e lasciandone la quantificazione ai capitoli relativi alle strutture di diverso tipo e materiale.

2.2.3. LIMITI DI VALIDITÀ DELLA AZIONE SISMICA CONVENZIONALE

E' stata riportata in precedenza l'affermazione che la convenzionalità con cui le azioni sismiche vengono assegnate nella norma nazionale non è di ostacolo al conseguimento di una sicurezza adeguata, sotto condizione che la struttura possieda un sufficiente grado di duttilità.

A sostegno della affermazione esistono indagini numeriche eseguite con modelli e mezzi di calcolo accurati. E' possibile tuttavia darne anche una giustificazione molto semplice, seppure non rigorosa, che ha il pregio di chiarire su base fisica le ragioni ed i limiti della prassi normativa attuale. La giustificazione si basa su di un risultato a priori non scontato e valido soltanto in approssimazione, ma largamente verificato nella sostanza mediante analisi numeriche, ed accettato da lungo tempo come riferimento operativo nel campo della ingegneria sismica.

Il risultato di cui si tratta è il seguente: lo spostamento massimo (relativo alla base) di un oscillatore avente periodo proprio sufficientemente elevato rispetto ai periodi dominanti contenuti nella eccitazione (usualmente ad es. $T \geq 0.4$ sec) non dipende in modo sistematico dal tipo di legame forza-spostamento che esso possiede, sia cioè esso di tipo elastico, elasto-plastico, o genericamente isteretico, e si può quindi per semplicità considerare in

media uguale a quello di un oscillatore elastico.

Per valori del periodo inferiori al limite approssimativo indicato, l'eguaglianza tra oscillatori elastici ed elasto-plastici riguarda non più lo spostamento bensì l'energia, ossia l'area della superficie delimitata dalla curva forza-spostamento e l'asse delle ascisse, ma il ragionamento sarà condotto per la prima delle due situazioni.

Si considerino allora a confronto nella stessa figura (Fig. 2.3a) lo spettro di risposta elastico (semplificato) dell'Eurocodice 8 (3) per una accelerazione al suolo: $A = 0,3 \text{ g}$, e lo spettro di risposta della norma italiana ($S_a = 0,1 \text{ g}$ in zone di 1a categoria). Si osserva che le ordinate dello spettro elastico EC8 risultano 7,5 volte superiori a quelle dello spettro di progetto italiano.

Nella Fig. 2.3b è rappresentato un legame forza-spostamento a comportamento elastico indefinito, la cui pendenza rappresenta la rigidezza k della struttura ed è quindi legata al periodo dalla relazione: $T = 2 \pi \sqrt{(M/k)}$

Per tale struttura indefinitamente elastica lo spettro EC8 fornisce lo spostamento indicato in Fig. 2.3b con $5\delta_y$. Si è detto in precedenza, tuttavia, che l'EC8 usa per il progetto forze ridotte rispetto a quelle di comportamento elastico: in questo ragionamento si assume che il fattore di struttura sia pari a: $q = 5$, con il che le forze divengono $0,75 \text{ g} / 5 = 0,15 \text{ g}$ ed il corrispondente spostamento: $5\delta_y / 5 = \delta_y$. Sotto l'azione delle forze di progetto, la struttura viene progettata al limite di snervamento, rappresentato da δ_y , mentre al verificarsi dell'evento sismico di progetto lo spostamento raggiungerà (in virtù della uguaglianza degli spostamenti tra struttura elastica ed inelastica) il valore $5\delta_y$.

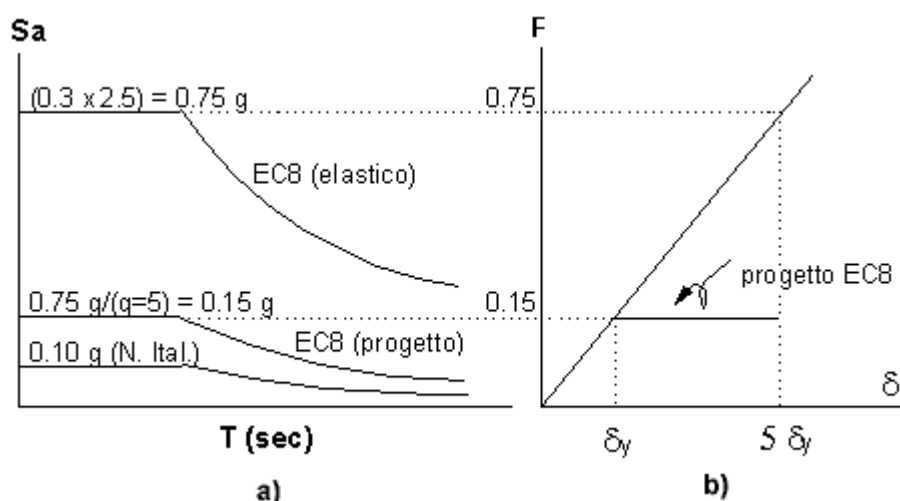


Fig. 2.3. Spettri di risposta di progetto (EC8 e Norma it.) (a), e resistenza e duttilità della struttura (b).

La sopravvivenza della struttura al verificarsi di tale evento è dunque legata alla sua capacità di sostenere senza perdita di integrità uno spostamento pari a 5 volte quello di snervamento.

La norma italiana prevede due possibilità: progetto alle tensioni ammissibili (forze di progetto: $0,1 \text{ g}$), oppure allo stato limite (forze di progetto: $\gamma_E \cdot 0,1 \text{ g} = 0,15 \text{ g}$).

Si osserva in primo luogo che se la “distanza” tra sollecitazioni resistenti alle tensioni ammissibili e sollecitazioni resistenti ultime è quantificabile con un fattore pari ad 1,5, le due alternative portano a progettare nello stesso modo: questo è stato un esplicito proposito della revisione della norma.

Facendo allora riferimento al progetto allo SLU ammesso dalla norma, si constata che il livello delle forze di progetto tra norma italiana ed EC8 è lo stesso.

Vi è solo da prendere coscienza che il livello dell'EC8 deriva da un presupposto di duttilità pari a 5, che è ben lungi dall'essere un requisito "naturale" delle strutture, ma è legato al contrario a specifiche scelte tipologiche, a specifiche procedure di dimensionamento, a specifiche regole di dettaglio costruttivo.

Se non si adottano le scelte ed i provvedimenti più efficaci ai fini della duttilità, quali verranno brevemente richiamati nel seguito di questo capitolo ed nel successivo Cap. 8, le forze di progetto previste dall'EC8 sono maggiori, fino anche a più del doppio di quelle indicate in precedenza. Questi provvedimenti sono invece lasciati ancora alla competenza ed alla iniziativa del progettista dalla norma sismica italiana.

Un esempio molto noto, a conclusione di questo paragrafo, per chiarire come l'adozione di azioni sismiche di progetto ridotte deve essere necessariamente accompagnata da provvedimenti di duttilità, pena la perdita di controllo della condizione di SLU.

Si consideri il telaio a portale semplice in Fig. 2.4, a termini di normasogetto ad azioni gravitazionali ($G+Q$) ed alle forze sismiche convenzionali: $0,1 (G+sQ)$, agenti orizzontalmente.

Le osservazioni che seguono si applicano a tutte le sezioni critiche del telaio: A, B, C e D; esse verranno svolte con riferimento alla sezione B, intesa come sezione terminale del traverso del telaio.

Se i carichi gravitazionali sono sufficientemente elevati, le azioni orizzontali di progetto non giungono ad invertire il segno del momento flettente complessivo in B (Fig. 2.4c), che rimane sempre di segno negativo.

Dal calcolo non discende quindi la necessità di disporre in B armature per un momento positivo, che potrebbero essere ridotte ai due ferri longitudinali inferiori necessari per tenere le staffe.

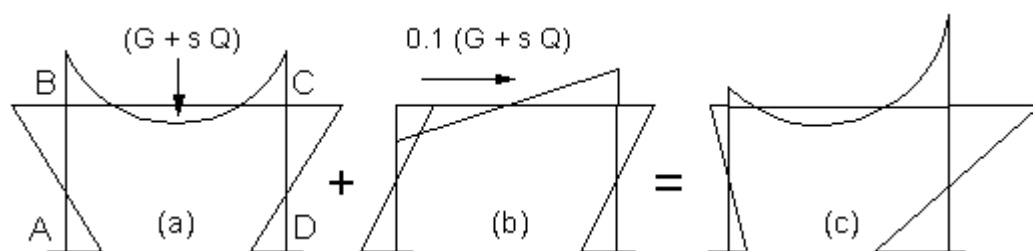


Fig. 2.4. Azioni gravitazionali di norma (a), azioni sismiche di progetto ridotte (b), e loro combinazione (c)

In realtà, al verificarsi dell'evento sismico di progetto, la struttura è soggetta a carichi gravitazionali inferiori a quelli di norma, ($G+sQ$) invece che ($G+Q$), ed è condotta a spostamenti laterali molto superiori (di almeno q volte) a quelli prodotti dalle forze sismiche convenzionali e, nel caso di Fig. 2.4, alla formazione di un meccanismo nel quale in B è presente nella trave una cerniera plastica a momento positivo. In assenza di una adeguata quantità di armatura le rotazioni plastiche diverrebbero eccessive e troppo localizzate, con possibile crisi della sezione per rottura a trazione dell'acciaio.

Il calcolo convenzionale elastico con forze ridotte ha dunque delle limitazioni intrinseche, che possono essere superate con il ragionamento qualitativo ed accorgimenti di natura pragmatica: tutte le norme internazionali prevedono che le armature inferiori nelle sezioni d'estremità delle travi abbiano una sezione pari almeno alla metà di quella richiesta per il momento negativo di calcolo (questo provvedimento serve anche per migliorare la duttilità della sezione in presenza di momento negativo), e siano adeguatamente ancorate secondo le stesse prescrizioni applicabili alle armature superiori.

2.2.4. LA DUTTILITÀ GLOBALE ED I METODI PER CONSEGUIRLA

Il comportamento duttile e la associata capacità di dissipare energia sono le caratteristiche che consentono di progettare per azioni ridotte rispetto a quelle che l'evento sismico di progetto produrrebbe in una struttura a comportamento elastico, rispettando in pari tempo il richiesto livello di sicurezza nei confronti dello SLU.

Le considerazioni giustificative svolte nel paragrafo precedente si riferivano ad una struttura elementare composta da una massa ed un legame forza-spostamento. E' intuitivo che esse possano essere estese a strutture a molti gradi di libertà, in cui le fonti di dissipazione siano diffuse in un numero più o meno elevato di elementi.

Il fattore di riduzione non coincide tuttavia più con la duttilità dei singoli elementi, ma dipende fortemente dalla topologia della struttura e dal dimensionamento relativo dei diversi componenti strutturali.

L'estensione viene discussa con riferimento a strutture intelaiate in cemento armato.

Per tale tipologia le norme internazionali sono unanimi nell'indicare quale obiettivo la formazione di un meccanismo di plasticizzazione con presenza di cerniere plastiche in tutte e sole le sezioni di estremità delle travi, con esclusione quindi di cerniere nei pilastri, fatta eccezione per l'inevitabile cerniera nella sezione di base.

Il meccanismo descritto è rappresentato in Fig. 2.5a. Esso è ottimale in quanto è l'unico a dar luogo ad una rotazione plastica uguale in tutte le travi (richiesta inelastica uniforme) e circa uguale alla rotazione d'insieme del telaio: $\theta = \delta / H$ con δ = spostamento orizzontale in sommità. L'ordine di grandezza massimo di questa rotazione per telai progettati anche con forze molto ridotte (valori di q compresi tra 5 e 7) e successivamente analizzati in campo dinamico non lineare usando accelerogrammi corrispondenti all'azione sismica non ridotta vale 0,02-0,03 rad.

Anche la duttilità in spostamento corrisponde, in questo caso speciale, alla duttilità rotazionale richiesta alle sezioni, e quindi il fattore di riduzione delle forze, che si riferisce alla duttilità in spostamento del sistema, è legato ancora in modo univoco e diretto alla duttilità degli elementi.

Per quanto riguarda la rotazione plastica alla base dei pilastri, in primo luogo essa viene ritardata rispetto a quella delle travi assegnando loro una resistenza maggiorata rispetto alle richieste del calcolo (come sarà illustrato nel seguito), ed inoltre essa viene controllata mediante adeguate armature di confinamento.

Plasticizzazioni nei pilastri in elevazione non sono desiderabili sia perché in generale incompatibili con il più efficiente meccanismo di Fig. 2.5a, sia per la minore capacità dissipativa e duttilità degli elementi presso-inflessi, ed infine per il rischio che esse presentano di dar luogo a meccanismi di piano, i quali sono in generale fatali a causa della concentrazione di richiesta di duttilità che si verifica non appena vengono innescati.

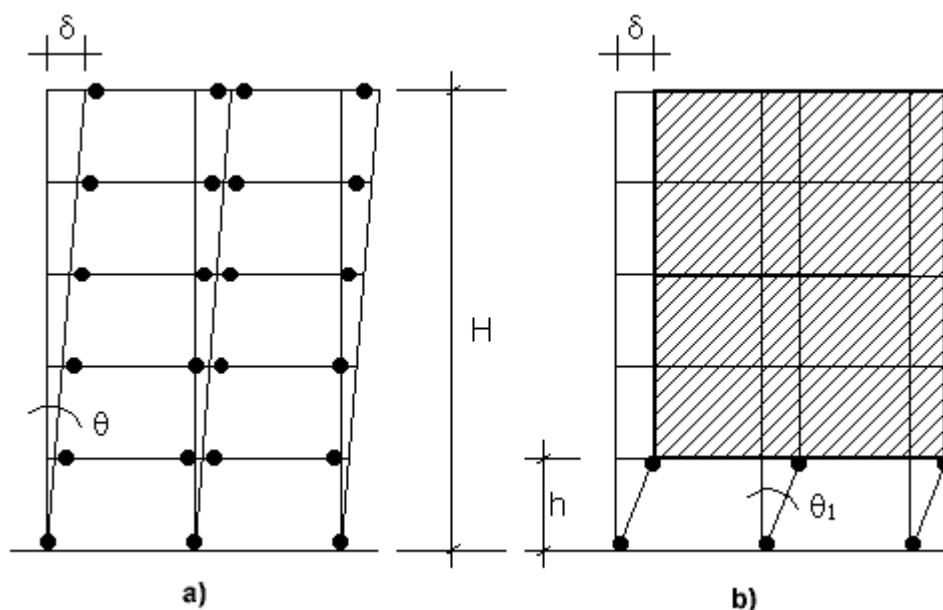


Fig. 2.5. Meccanismi di plasticizzazione; (a) cerniere nelle travi ed alla base dei pilastri; (b) cerniere ai pilastri del piano terra

Per rendere più evidente il contrasto, a fianco del meccanismo ottimale in Fig. 2.5a è rappresentato in Fig. 2.5b il meccanismo più sfavorevole possibile, quello cosiddetto di 'piano debole'.

L'innescò di tale meccanismo è quasi sempre dovuto alla variazione di resistenza e di rigidità che si ha tra il piano terra ed i piani superiori per l'eliminazione parziale o totale dei pannelli di tamponatura al piano terra, tamponature ignorate in sede di modellazione ed analisi della struttura.

Le tamponature in realtà possono svolgere un ruolo anche molto favorevole per la resistenza sismica di un edificio, ma perché questo avvenga occorre che la loro distribuzione non sia tale da creare né dissimmetrie in pianta né discontinuità di resistenza lungo l'altezza.

Lo sforzo di taglio risultante dovuto alla azione sismica è massimo alla base: se le caratteristiche dimensionali e meccaniche delle tamponature adottate sono tali da fornire un contributo di resistenza significativo, la loro sezione complessiva deve essere maggiore, non minore, al piano terra rispetto al piano primo. Lo stesso concetto di riduzione complessiva dal basso verso l'alto, e non viceversa, vale per i piani superiori.

Se la resistenza delle tamponature a piano terra viene superata, il loro contributo viene a cessare quasi del tutto, a causa della natura fragile del loro comportamento; il taglio deve allora essere assorbito per intero dai soli pilastri, che non funzionano però come previsto in Fig. 2.5a bensì come elementi doppiamente incastrati a causa dell'effetto irrigidente delle tamponature superiori.

In queste condizioni, a parità di duttilità in spostamento con il caso in Fig. 2.5a la duttilità rotazionale richiesta ai pilastri aumenta nel rapporto tra altezza totale dell'edificio ed altezza del piano, ossia linearmente con il numero dei piani. Salvo che per edifici di modesta altezza, nessuna armatura di confinamento, ammesso che sia stata prevista, può consentire ai pilastri duttilità così elevate, ed il collasso è inevitabile.

Alle stesse conclusioni si arriva del resto con considerazioni qualitative di carattere energetico. Per mantenere la risposta entro gli stessi limiti, il meccanismo in Fig. 2.5b deve dissipare in sei sezioni, presso-inflesse e quindi intrinsecamente meno dissipative, la quantità di energia che il modello in Fig. 2.5a può dissipare in venti sezioni soggette a pura flessione. Si comprende anche per questa via come il problema del 'piano debole' cresca di

gravità con l'altezza dell'edificio.

In tutti gli eventi sismici, anche di intensità modesta, avvenuti nel nostro Paese e che hanno interessato edifici in cemento armato di costruzione più o meno recente, si sono verificati sistematicamente danni ai pilastri dei piani terra "a pilotis". In molti casi si può affermare che i danni si sono limitati in sostanza ai soli pilotis, creando situazioni di ripristino ed adeguamento evidentemente delicate e costose.

Le norme attuali non prendono in considerazione il problema, la cui unica soluzione consiste in un sostanziale aumento della resistenza del piano terra (pilastri e travi), in funzione della altezza dell'edificio.

Questo criterio è richiamato nelle Istruzioni, al par. B.4, trattando degli effetti della irregolarità in elevazione, e si indicano incrementi non inferiori al 40% da applicare alle sollecitazioni di calcolo se l'altezza non supera gli otto piani, ed adeguatamente maggiori (anche il 100%) per altezze superiori. Queste indicazioni, onerose rispetto alla pratica corrente, sono in realtà indicazioni di minimo se si tiene conto, oltre che dell'aspetto della sicurezza a collasso, anche della rilevanza del problema del danneggiamento.

Tornando ora al meccanismo di Fig. 2.5a è importante tener conto del fatto che il funzionamento da esso atteso è di tipo esclusivamente flessionale: ciò comporta la necessità di escludere significativi fenomeni inelastici dovuti a sollecitazioni di taglio, sia nelle travi che nei pilastri, nonché la salvaguardia della integrità dei nodi trave-pilastro.

Una accentuata fessurazione di questi ultimi (negli edifici danneggiati dai sismi è frequente poter osservare la presenza di lesioni diagonali incrociate nelle zone di compenetrazione tra travi e pilastri) è doppiamente deleteria; aumenta la deformabilità del sistema strutturale senza aumentare la energia dissipata, riduce la aderenza delle barre passanti delle travi che, scorrendo, non riescono ad esplicare per intero il momento flettente nelle sezioni terminali. A ciò si aggiunge l'estrema difficoltà e onerosità del ripristino della funzionalità dei nodi danneggiati.

I criteri necessari per limitare la fessurazione dei nodi sono descritti al successivo Capitolo 8.

Nel seguito si discutono invece i criteri mediante i quali è possibile "forzare" la risposta di una struttura intelaiata in modo che questa sviluppi il meccanismo di Fig. 2.5a.

Tali criteri sono ormai presenti in tutte le normative di nuova generazione: in quella italiana attuale non vi sono indicazioni esplicite al riguardo, salvo il richiamo all'importanza di un comportamento globale duttile, espresso più volte nella circolare, in particolare al punto B.1.

L'enunciazione del criterio è semplice e di giustificazione immediata: gli elementi ed i meccanismi cui non è richiesta (perché non opportuno o perché non se sarebbero capaci) una funzione di dissipazione di energia, e devono quindi rimanere in campo elastico, vengono dimensionati per sollecitazioni superiori a quelle derivanti dal calcolo, le quali si adoperano invece per dimensionare gli elementi dissipativi. Così facendo, le forze massime che gli elementi dissipativi possono trasmettere a quelli destinati a rimanere elastici sono inferiori alla soglia di resistenza di questi ultimi, e l'obiettivo è raggiunto.

A titolo esemplificativo (non impositivo) si considera ora in dettaglio l'applicazione del criterio a due situazioni: il dimensionamento degli elementi a taglio, in modo da evitare rotture e fessurazioni pronunciate secondo questo meccanismo, ed il dimensionamento dei pilastri, per proteggerli dallo snervamento.

Dimensionamento delle travi a taglio

L'analisi della struttura sotto la combinazione di carico sismica (è implicito il riferimento al metodo degli SL) fornisce i valori dei momenti flettenti alle estremità delle travi, in base ai quali si verifica la congruità delle dimensioni assunte e si esegue il progetto delle armature. Si passa quindi al dimensionamento per gli sforzi di taglio. Questi ultimi sono dati, per ciascuna estremità (indicate con 1 e 2), dalla somma degli effetti dei carichi

direttamente applicati e dei momenti di estremità.

L'espressione con cui si calcola il valore dello sforzo di taglio di progetto, ad es. alla estremità 1, è data da:

$$V_1 = V_1(G+sQ) + \gamma(M_{R1} + M_{R2}) / L \quad (2.1)$$

nella quale $V_1(G+sQ)$ rappresenta il contributo isostatico dei carichi, mentre il secondo termine vuole rappresentare il massimo (= un conveniente frattile superiore) contributo che i momenti di estremità possono esplicare.

Allo scopo si assume in primo luogo che si abbia completa inversione dei momenti di estremità (negativo in 1 e positivo in 2 nel caso in esame) in modo che i segni siano equiversi e quindi i valori sommabili. Inoltre, i valori di M_{R1} e M_{R2} non sono quelli che provengono dalla analisi strutturale, bensì i valori dei momenti *resistenti* alle due estremità, quali risultano dalle armature effettivamente disposte.

Si ricorda al riguardo che le norme moderne chiedono per i momenti positivi di estremità delle travi almeno metà delle armature disposte superiormente, indipendentemente dalle richieste dell'analisi, per cui la somma $M_{R1} + M_{R2}$ può risultare molto superiore alla somma algebrica dei momenti di calcolo $M_1 + M_2$. D'altronde, l'inversione dei momenti di estremità delle travi di un telaio sotto azione sismica intensa è un fatto quasi sistematico, salvo nei casi particolari in cui i carichi gravitazionali sono molto forti e l'azione sismica relativamente debole.

Il fattore γ che moltiplica l'effetto dei momenti nella eq. (2.1) è un coefficiente di sicurezza necessario per tener conto di diversi effetti.

Il primo è dato dal fatto che i momenti resistenti sono calcolati, come di norma, applicando un coefficiente di sicurezza alla resistenza caratteristica dell'acciaio a snervamento. In questo caso tuttavia, l'evento sfavorevole è che l'acciaio si trovi con la resistenza ad un suo valore frattile superiore, non inferiore, in quanto ciò significa momenti resistenti maggiori e quindi sforzi di taglio maggiori.

Il secondo effetto sta nella possibilità che la resistenza dell'acciaio abbia un valore superiore al valore nominale, il quale come è noto ha praticamente il significato di valore minimo garantito. I due effetti citati sono tra loro ben distinti: il primo dipende dalla dispersione della resistenza attorno al valor medio, il secondo è legato alla variabilità dei valori medi.

Infine, vi è da tener conto che tutti gli acciai presentano un grado maggiore o minore di incrudimento, dopo lo snervamento. Poiché si fa affidamento su valori relativamente elevati delle rotazioni plastiche delle sezioni terminali, l'acciaio presente in esse si trova senza dubbio in campo incrudente, e quindi la tensione da esso sviluppata è superiore a quella di snervamento.

Per l'insieme dei tre effetti discussi, il valore adottato per il coefficiente γ ad es. dall'Eurocodice 8 è pari a: $\gamma = 1,35$, nel caso di strutture ad elevata duttilità. Tale valore potrebbe apparire a prima vista esiguo a chi conosce la possibile variabilità delle caratteristiche meccaniche degli acciai rispetto ai valori previsti in progetto.

Si deve tuttavia considerare che tra le caratteristiche meccaniche delle armature longitudinali delle travi e di quelle verticali (taglio) è verosimile l'esistenza di una significativa correlazione positiva, in conseguenza della quale ad uno spostamento verso l'alto delle caratteristiche meccaniche delle prime corrisponde un analogo spostamento anche per le seconde, e quindi alcuni degli effetti descritti in precedenza si compensano mutuamente.

Protezione dei pilastri dallo snervamento

In assenza di significative azioni orizzontali ad essi direttamente applicate, i momenti flettenti nei pilastri hanno un andamento lineare lungo la altezza interpiano, e quindi le sezioni critiche per un possibile snervamento sono quelle di estremità. Si consideri allora un generico nodo interno di un telaio, nel quale convergono due travi, da

destra e da sinistra, e dal quale spiccano due pilastri, verso l'alto e verso il basso. Si indica con ΣM_{st} e ΣM_{sp} la somma (con il loro segno) dei due momenti terminali nelle travi e nei pilastri attorno al nodo, come ottenuti dal calcolo.

Per le travi, i due momenti di estremità possono essere equiversi oppure no a seconda della intensità relativa dei carichi verticali rispetto a quelli sismici. I due casi considerati sono rappresentati per chiarezza nella Fig. 2.6.

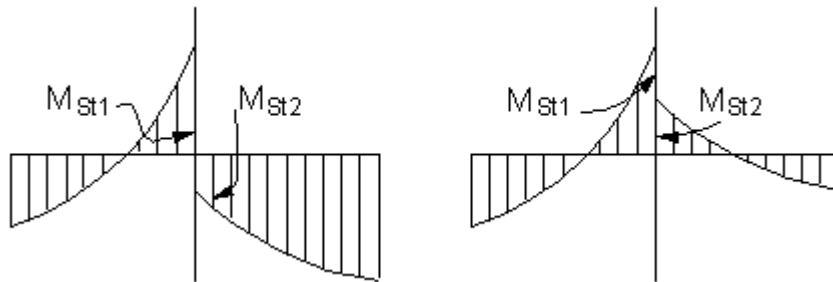


Fig. 2.6. Possibili situazioni di momenti flettenti alle estremità delle travi in un nodo per effetto della combinazione di carico sismico

Nei pilastri, i momenti superiore ed inferiore in un nodo interno di un telaio sono dovuti quasi, se non del tutto, esclusivamente alle azioni sismiche, e sono quindi equiversi. Con ΣM_{rt} e ΣM_{rp} si indica invece la somma dei momenti *resistenti* nelle sezioni terminali delle travi e dei pilastri, ove però ΣM_{rt} indica la somma del momento resistente negativo da un lato e di quello positivo dall'altro.

Il progetto dei pilastri si esegue nel modo seguente. Noti i momenti di calcolo delle travi: M_{st} , si procede al progetto delle sezioni di estremità, ricavando quindi, in base alla armatura effettivamente disposta, il momento resistente negativo e quello positivo. I momenti da considerare per il progetto dei pilastri sono in definitiva quelli forniti dal calcolo moltiplicati per il fattore:

$$\gamma (\Sigma M_{rt} / \Sigma M_{st}) \tag{2.2}$$

L'impiego della eq. (2.2) contiene l'ipotesi che l'intensità dell'evento sismico di progetto sia sempre tale da esaurire la capacità resistente delle travi al momento resistente positivo e negativo. Il rapporto tra ΣM_{rt} e ΣM_{st} , e quindi il fattore maggiorativo da applicare alle sollecitazioni di calcolo dei pilastri per farle diventare sollecitazioni di progetto dipende, come già osservato, dal rapporto di intensità tra azioni sismiche ed azioni gravitazionali: esso sarebbe prossimo ad 1 (e dipendente solo dall'eventuale arrotondamento della sezione di armatura disposta rispetto a quella richiesta) se i carichi verticali fossero trascurabili, mentre può assumere valori molto elevati nel caso opposto. I due casi discussi sono illustrati in Fig. 2.7.

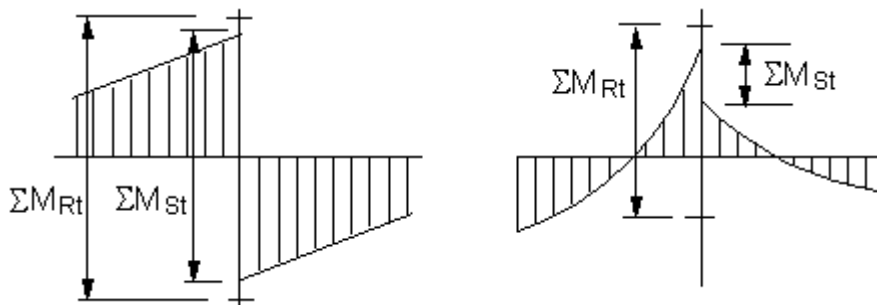


Fig. 2.7. Valori dei termini ΣM_{st} e ΣM_{rt} nel caso di azione sismica predominante sui carichi verticali (a), e nel caso opposto (b)

La regola espressa dalla eq. (2.2) diviene eccessivamente onerosa nei casi in cui l'effetto gravitazionale predomina (ad es. magazzini) perché in tali casi la azione sismica non arriva ad invertire il segno del momento nella trave fino a raggiungere la resistenza positiva. L'Eurocodice 8 contiene una regola alternativa che allevia quella espressa dalla eq. (2.2) per tener conto di questi casi.

Infine, il fattore γ presente nella eq. (2.2) è un coefficiente parziale di sicurezza che ha le stesse motivazioni e lo stesso valore considerato a proposito del progetto per il taglio.

Per quanto riguarda la sezione dei pilastri alla base dell'edificio, il problema non si pone evidentemente in termini di resistenza relativa travi-pilastri. Di fatto, l'EC8 e le altre norme internazionali prescrivono di progettare la sezione di base con lo stesso coefficiente maggiorativo calcolato per la sezione di sommità del pilastro. Lo scopo è evidentemente quello di posticipare l'inizio dello snervamento alla base del pilastro rispetto a quello delle sezioni terminali delle travi ai piani superiori.

Il procedimento suesposto per evitare la formazione di cerniere plastiche nei pilastri è stato oggetto negli anni recenti di numerose applicazioni aventi lo scopo di saggiarne onerosità ed efficacia. Nella versione presentata, che costituisce una delle diverse proposte contenute nelle varie normative internazionali, esso dà luogo a fattori di amplificazione generalmente compresi tra 1,35 e 2,0.

Con una sovraresistenza (rispetto alle travi) di tale entità, le analisi dinamiche non lineari di verifica indicano che i livelli di plasticizzazione nei pilastri sono di fatto molto contenuti (duttilità richiesta inferiore a ~ 2) ma che comunque la protezione nei confronti dello snervamento non è assoluta.

La ragione di questa apparente anomalia sta nel fatto che la procedura assicura un'offerta di resistenza da parte dei pilastri superiore alle sollecitazioni che le travi possono trasmettere, ma nell'ipotesi che il rapporto tra momento superiore e inferiore dei pilastri nel nodo si mantenga uguale a quello derivante dalla analisi elastica di progetto.

In realtà, al primo svilupparsi delle plasticizzazioni sulle travi la distribuzione dei momenti ai nodi viene alterata, e quindi il fattore di sovraresistenza per uno dei due può risultare insufficiente e per l'altro esuberante.

Di questa possibile diversa distribuzione dei momenti ai nodi dovuta agli "effetti dei modi superiori in fase post-elastica" tiene conto la norma sismica Neozelandese, introducendo ulteriori fattori detti di "amplificazione dinamica" (ω), calibrati mediante simulazioni numeriche su telai di dimensioni caratteristiche.

I valori di ω sono compresi tra 1,3 ed 1,8 per telai piani, ed 1,5–1,9 per quelli spaziali. L'amplificazione complessiva dei momenti rispetto ai valori di calcolo arriva in media, secondo tali norme, a 2,3-3 volte. Seguendo tale procedura, tuttavia, i pilastri risultano effettivamente protetti dalla plasticizzazione, tanto che le norme Neozelandesi non richiedono più per essi l'adozione di armature di confinamento nelle zone di estremità, al contrario dell'Eurocodice 8 che comunque provvede i pilastri di sostanziali armature pro-duttività.

2.3. CONCLUSIONI

La sezione B del D.M., intitolata Criteri Generali di Progettazione, è quella che maggiormente qualifica la norma dal punto di vista concettuale, e stabilisce il livello di riferimento per la protezione sismica delle opere.

Il suo contenuto è stato esaminato con riferimento a quanto oggi proposto dalle moderne norme sismiche internazionali.

Un dato 'forte' che emerge subito è l'intensità delle forze sismiche di progetto: essa è molto prossima a quella che prevederebbero le norme internazionali a parità di pericolosità sismica del sito.

Nella nuova edizione, il D.M. affianca al tradizionale metodo alle tensioni ammissibili il più razionale criterio di progetto allo stato-limite ultimo, aggiustando nei due casi i valori delle azioni sismiche e di quelle gravitazionali in modo da avere praticamente gli stessi dimensionamenti delle strutture.

Queste considerazioni, che suonano evidentemente come una conferma della validità sostanziale della norma, non implicano automaticamente un giudizio di imperfettibilità. Al contrario, è stato a più riguardi osservato che la norma non possiede l'articolazione necessaria per coprire con un grado di protezione uniforme strutture di tipologie e caratteristiche diverse.

Benevolmente, si potrebbe affermare che la norma si limita a considerazioni di minimo, e che provvede poi la competenza del progettista a distinguere caso da caso e a realizzare le condizioni implicite nelle prescrizioni normative. Questa visione non è confortata dalla realtà, e le norme internazionali, che ne hanno preso atto, si sono mosse nella direzione di testi più articolati ed informativi.

I punti di maggior rilievo discussi con un certo dettaglio nel capitolo sono: - l'opportunità, se non l'esigenza, di chiarire l'obiettivo di protezione posto alla base della norma, qualificato in termini di probabilità, o di periodo medio di ritorno, dell'evento sismico considerato per il progetto; - la necessità di definire in termini fisici espliciti il fenomeno sismico dagli effetti del quale la norma intende fornire difesa, anche allo scopo di escludere i fenomeni che per caratteristiche ed intensità la norma non prende in considerazione. Occorre allo scopo un modello del moto sismico atteso, sufficientemente flessibile per adattarsi alle condizioni di sismicità regionali e di sito. Il modello oggi universalmente accettato è uno spettro di risposta elastico, isoprobabile, caratterizzato da 5-7 parametri, il cui fattore di scala è il valore di picco della accelerazione al suolo; - l'azione sismica di progetto per lo SLU deriva da quella cui sarebbe soggetta una struttura a comportamento elastico al verificarsi dell'evento sismico di progetto, con una riduzione che dipende dalle caratteristiche tipologiche e di materiale della struttura, nonché dai provvedimenti a carattere locale (sui singoli elementi) e globali (sull'insieme strutturale) assunti per conseguire caratteristiche di duttilità. L'attuale D.M. nella sezione B non introduce il concetto di duttilità, nè le implicazioni che esso ha nella quantificazione delle azioni di progetto, nè i provvedimenti per assicurarla. A sostegno della interpretazione che il D.M. intenzionalmente esclude dalla parte cogente i "dettagli", è giusto ricordare che in Appendice alla circolare con le istruzioni al D.M. sono riportate con sufficiente estensione le principali regole per conferire duttilità ad elementi in cemento armato; - al verificarsi dell'evento sismico di progetto la struttura è soggetta a forti oscillazioni inelastiche; il collasso può avvenire se, e solo se, qualche elemento strutturale perde integrità per difetto di capacità di deformazione. A sua volta ciò può verificarsi o purché la richiesta di duttilità è eccessivamente concentrata su pochi elementi, anche se duttili: è questo il caso ad es. delle strutture "a pilotis", o perché vi sono nella struttura elementi fragili la cui rottura prematura non consente a quelli duttili l'esplicazione della loro capacità dissipativa.

Le norme moderne sono molto dettagliate su come realizzare meccanismi dissipativi stabili, adottando procedimenti "da sistema". Di tali procedimenti è stato qui presentato un saggio, anche esso a titolo di anticipazione di futura pratica nel nostro paese.

Le osservazioni sulla sezione B chiudono con una nota positiva: il riferimento esplicito del D.M. alla possibilità di impiego di dispositivi di isolamento o di dissipazione dell'energia posti alla base degli edifici.

Queste tecniche di protezione passiva hanno già dimostrato la loro efficacia nel corso di eventi sismici recenti, e la tecnologia relativa è progredita ed affidabile. A conferma della fiducia accordata a questa tecnica, il Ministero ha più di recente predisposto un documento dal titolo: "Linee Guida per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo di Strutture Isolate dal Sisma", compiutamente allineato con la moderna filosofia prestazionale ed affidabilistica delle norme antisismiche. Scopo del documento è anche quello di agevolare l'iter di approvazione da parte del Consiglio Superiore di progetti eseguiti in accordo con le indicazioni in esso contenute.

2.4. BIBLIOGRAFIA

- (1) “Recommandations AFPS 90” Association Française du Génie Parasismique, Partie 1 1992, Partie 2 1994, Partie 3 1995, Parigi.
- (2) “NZS 4203, 1992: Loadings Standard”; “NZS 3101, 1995: Concrete Structures Standard”, Standards New Zealand, Wellington, NZ.
- (3) Eurocode 8 “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures” ENV 1998-1-1,2,3 CEN, Brussels, 1994.
- (4) “Linee Guida per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo di Strutture Isolate dal Sisma” Circ. Min. LL.PP. n. 256/AAA.GG. del 28.10.96.