

Circolare n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997

Ministero dei Lavori pubblici

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 97 del 28 aprile 1997 - Serie generale

Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

Per facilitarne la consultazione, il testo della presente circolare è stato articolato in paragrafi aventi lo stesso ordine e lo stesso numero di riferimento del testo delle norme.

B - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**B. 1 - Disposizioni preliminari**

Preliminare a qualsiasi decisione sul tipo di analisi da adottare (statica o dinamica) o a qualsiasi altra decisione riguardante la modellazione della struttura, è l'individuazione degli elementi non strutturali che, per rigidezza e resistenza, sono in grado di collaborare con la struttura nel sopportare le azioni sismiche o comunque possono indurre nella struttura comportamenti indesiderati. Comportamenti di tal genere possono, ad esempio, essere indotti in una struttura intelaiata, in cemento armato o metallica, dalla presenza di pannelli di muratura, o di altro materiale non strutturale, inseriti tra le maglie dei telai a formare telai tamponati distribuiti in modo non simmetrico in pianta e/o in elevazione, quando tale presenza alteri in misura significativa la rigidezza della nuda ossatura. In tal caso il progettista valuterà l'opportunità di analizzare l'edificio nel suo insieme utilizzando due modelli strutturali, con e senza pannelli, dimensionando poi gli elementi strutturali per la più severa delle due condizioni. Un possibile modello di calcolo per tener conto della presenza di pannelli in un telaio è riportato nell'Allegato 2.

Per l'impostazione e la redazione della relazione di calcolo della struttura può farsi utile riferimento alle Istruzioni C.N.R. - 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

Quanto poi ai risultati forniti dall'analisi, statica o dinamica che sia, occorre tenere a mente che le sollecitazioni provocate dall'azione sismica vengono valutate, seguendo i criteri contenuti nella sezione B, delle norme, inevitabilmente in modo largamente convenzionale. La convenzionalità dell'analisi è principalmente riconducibile all'entità attribuita dalla normativa alle azioni sismiche ed alla contemporanea ipotesi di comportamento elastico lineare della struttura; in realtà le azioni sismiche effettive possono avere entità maggiore di quella imposta dalla normativa e di conseguenza viene a cadere l'ipotesi di comportamento elastico lineare della struttura. La valutazione delle sollecitazioni conseguita in accordo con la normativa è dunque "convenzionale"; peraltro considerazioni teoriche ed evidenze sperimentali dimostrano che la convenzione adottata è idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza, purché la struttura possieda un sufficiente grado di duttilità.

In alternativa, possono eseguirsi analisi più approfondite fondate su una opportuna e motivata scelta di un "terremoto di progetto", ma tali analisi debbono adottare procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati, ed utilizzare modelli e codici di calcolo non lineari più aderenti all'effettivo comportamento della struttura.

Come già accennato, dal carattere "convenzionale" dei procedimenti di progetto-verifica suggeriti dalla normativa consegue direttamente l'importanza attribuita, nell'assicurare l'effettivo conseguimento dei risultati desiderati specie nei confronti del collasso, ad un comportamento duttile della struttura. A tal fine, dovendo accettare che la struttura esca dal campo elastico subendo fenomeni di plasticizzazione e/o di danneggiamento, come requisito minimo da assicurare, vengono più avanti indicati alcuni accorgimenti costruttivi atti a conseguire una certa duttilità locale e globale.

Peraltro, da qualche tempo, sono state individuate tecniche costruttive finalizzate a ridurre l'entità della entrata in campo non lineare delle strutture antisismiche; tali tecniche vengono generalmente indicate con il termine di "tecniche di protezione passiva". Esse sostanzialmente consistono, nello sconnettere l'edificio dalle sue fondazioni interponendo tra la struttura e le fondazioni stesse dei particolari apparecchi d'appoggio, detti "isolatori", dotati di elevata rigidezza per carichi orizzontali, ovvero nel collegare alla struttura dei "dissipatori", ossia apparecchi capaci, all'atto del sisma, di assorbire grandi quantità di energia, o infine nell'adottare contemporaneamente ambedue gli accorgimenti detti.

Con l'inserimento degli "isolatori" si consegue un sostanziale disaccoppiamento tra moto dell'edificio e moto del terreno, così da ridurre drasticamente l'energia cinetica che il sisma fornisce all'edificio stesso, e quindi anche l'entità delle deformazioni e delle sollecitazioni della struttura.

Con l'inserimento dei "dissipatori" resta immutata l'energia cinetica fornita dal sisma al complesso "edificio più dissipatori", ma la maggior parte di essa viene assorbita dai "dissipatori" stessi, con conseguente significativa riduzione delle sollecitazioni e degli spostamenti richiesti alla struttura e, dunque, dell'escursione in campo plastico.

Sia l'utilizzazione degli "isolatori" che quella dei "dissipatori" hanno origini relativamente recenti e, fino a quando non sarà emanata una specifica normativa d'uso l'adozione dei dispositivi richiede, affinché siano effettivamente conseguiti i comportamenti desiderati e prima brevemente descritti, che il complesso struttura-dispositivi venga progettato ed eseguito nel rispetto di alcune regole peculiari legate sia alla tipologia strutturale adottata che alle caratteristiche proprie degli apparecchi utilizzati. Ciò rende necessaria la preventiva approvazione del progetto, riguardante il sistema edificio-dispositivi, da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

B. 4 - Analisi statica

È consentito valutare il comportamento sismico di una costruzione attraverso un'analisi statica quando questa presenti una significativa tendenza a rispondere all'azione sismica con una forma di oscillazione unica, a sviluppo semplice lungo l'altezza, e contenuta nel piano di eccitazione.

Queste caratteristiche della risposta da un lato forniscono ragionevole assicurazione che l'intervento della fase inelastica non produca brusche variazioni di comportamento, dall'altro consentono di calcolare gli effetti dell'azione sismica con modelli ed analisi strutturali semplificati (modelli piani ed analisi di tipo statico).

Il requisito di regolarità è di difficile codificazione, in quanto le possibili combinazioni topologiche che possono dar luogo a comportamento "non regolare" sono troppo numerose per essere prevedibili e classificabili. Spesso, inoltre, non è possibile operare una distinzione netta tra comportamento "regolare" ed "irregolare", essendo più appropriato riferirsi ad un "grado di irregolarità", che può essere più o meno pronunciato.

Le indicazioni in tema di regolarità riportate nelle normative internazionali più recenti sono in massima parte di natura qualitativa, così come quelle riportate nelle norme tecniche nazionali, ove peraltro viene esplicitamente affermato che dette indicazioni costituiscono condizione necessaria ma non sempre sufficiente, spettando al progettista di accertare la eventuale presenza di caratteristiche singolari che possono dar luogo ad una risposta "irregolare".

Con riferimento al caso degli edifici, si riportano di seguito, a titolo indicativo, alcuni criteri di valutazione di adozione più diffusa:

Regolarità in pianta

- La struttura dell'edificio presenta una sostanziale doppia simmetria ortogonale nei confronti sia delle rigidità che delle masse.
- La forma in pianta è di tipo "compatto", ossia priva di ali che si estendono notevolmente a partire dal nucleo centrale (come ad es. forme ad H,I,L,X, etc.). Le dimensioni di eventuali rientranze lungo il perimetro dell'edificio non superano il 25% della lunghezza del lato corrispondente.
- I solai sono sufficientemente rigidi rispetto alle strutture verticali, in modo da fungere da diaframmi indeformabili nel loro piano.
- Sotto l'azione di un sistema di forze orizzontali, proporzionali alle masse dei piani, lo spostamento massimo a ciascun piano non supera di più del 20% lo spostamento medio di quel piano.

Regolarità in elevazione

- Tutti gli elementi verticali che presentano resistenza significativa all'azione sismica (telai, pareti e nuclei), si estendono senza interruzione dalla fondazione fino alla sommità della parte di edificio interessata.
- Rigidità e massa si mantengono costanti o si riducono gradualmente procedendo dal basso verso l'alto.

Negli edifici a telaio, il rapporto tra la resistenza di colonne e pareti, ad un certo piano effettivamente conseguita, e la resistenza, richiesta dal calcolo, si mantiene approssimativamente costante per tutti i piani.

Un comportamento non regolare può essere indotto dalla presenza di pannelli, in muratura o di altro materiale, inseriti tra le maglie dei telai in modo non simmetrico in pianta e/o in elevazione.

B. 6 - Analisi dinamica

Il modello usato per l'analisi dinamica può coincidere con quello utilizzato per l'analisi statica. Al fine della valutazione delle forze d'inerzia e, quindi, della risposta dinamica, è possibile concentrare le masse in un numero di nodi inferiore a quelli che descrivono la geometria strutturale. Va osservato che nell'operazione di concentrazione delle masse potrà essere necessario includere anche i momenti di inerzia rotazionali.

La tecnica dell'analisi modale consente di semplificare il problema della valutazione della risposta dinamica utilizzando un numero di modi inferiore al numero di gradi di libertà; tuttavia è bene dare un giudizio quantitativo sull'efficacia della semplificazione ottenuta limitando tale numero. Se si considera un numero di modi pari al numero gradi di libertà, la soluzione ottenuta è esatta, limitatamente alla rappresentazione delle masse.

Ciascun modo mette in movimento una certa quantità della massa strutturale. Una misura della massa attivata da ciascun modo j in ciascuna direzione, nel caso di matrice delle masse diagonale, è data dalla espressione:

$$E_i^N = \frac{\left(\sum_1^N M_{ix} \cdot \Phi_{ix}^j \right)}{\sum_1^N \left[M_i \cdot (\Phi_i^j)^2 \right]} \cdot \frac{100}{\sum_1^N M_{ix}}$$

ove la sommatoria a numeratore è estesa a tutte le masse attribuite ai gradi di libertà nella direzione di eccitazione (x , nella formula indicata); il termine a denominatore della prima frazione rappresenta la massa modale j -esima, i termini M_{ix} sono le masse associate ai gradi di libertà i nella direzione di eccitazione (x , nella formula indicata); i termini Φ_{ix}^j sono le ampiezze dell'autovettore j relative al nodo i nella direzione di eccitazione (x , nella formula indicata).

Se si sommano i termini E_i^j relativi a tutti i modi, per ciascuna direzione si ottiene 100.

Si può osservare che usualmente i primi modi di vibrare danno contributi maggiori alla massa eccitata. È buona norma considerare un numero di modi di vibrare sino ad ottenere che la somma delle masse attivate sia pari almeno all'85% della massa totale.

Per quanto riguarda la combinazione dei diversi modi di vibrare, in accordo al punto B.2, si assumono due eccitazioni orizzontali, secondo la direzione x , ed y rispettivamente prefissate dal progettista. Con gli indici x ed y si indicano sforzi o spostamenti riferiti alle due eccitazioni considerate. Precisamente siano:

- α una componente dello stato di sforzo in un punto o della sollecitazione in una sezione;
- η una componente generica dello spostamento in un punto;
- α_x il valore assunto da α durante l'eccitazione lungo la direzione x ;
- η_x il valore assunto da η durante l'eccitazione lungo la direzione x ;
- α_y il valore assunto da α durante l'eccitazione lungo la direzione y ;
- η_y il valore assunto da η durante l'eccitazione lungo la direzione y ;
- α_{ix} il contributo ad α_x del modo i -esimo di vibrare durante la eccitazione in direzione x ;
- α_{iy} l'analogha grandezza, riferita all'eccitazione in direzione y ;
- η_{ix} il contributo del modo i -esimo allo spostamento η_x durante la eccitazione in direzione x ;
- η_{iy} il contributo del modo i -esimo allo spostamento η_y durante la eccitazione in direzione y ;

In accordo al punto B.6 è:

$$\alpha_x = \sqrt{\sum_i \alpha_{ix}^2} \qquad \eta_x = \sqrt{\sum_i \eta_{ix}^2}$$

$$\alpha_y = \sqrt{\sum_i \alpha_{iy}^2} \qquad \eta_y = \sqrt{\sum_i \eta_{iy}^2}$$

e analogamente per l'eccitazione verticale,

$$\alpha_v = \sqrt{\sum_i \alpha_{iv}^2}$$

$$\eta_v = \sqrt{\sum_i \eta_{iv}^2}$$

Qualora la componente verticale dell'eccitazione sismica sia significativa, la sovrapposizione degli effetti deve essere effettuata mediante le seguenti relazioni:

$$\alpha_{xv} = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_v^2}$$

$$\alpha_{yv} = \sqrt{\alpha_y^2 + \alpha_v^2}$$

$$\eta_{xv} = \sqrt{\eta_x^2 + \eta_v^2}$$

$$\eta_{yv} = \sqrt{\eta_y^2 + \eta_v^2}$$

α_{xv} e α_{yv} rappresentano la tensione (o la sollecitazione) richiamata nel paragrafo B.8,

η_{xv} e η_{yv} rappresentano lo spostamento richiamato al punto B.9.

In caso contrario, se la componente verticale della eccitazione sismica non è significativa, α_x e α_y rappresentano la tensione (o la sollecitazione) richiamata nel paragrafo B.8, e η_x e η_y rappresentano lo spostamento richiamato al punto B.9.

B. 7 - Verifiche

La verifica di resistenza è finalizzata a garantire la sopravvivenza della struttura a fronte di terremoti di grande intensità, aventi limitate probabilità di manifestarsi durante la vita utile della struttura. Questi terremoti sono caratterizzati da spettri di risposta di un ordine di grandezza più severi di quelli definiti nelle norme. A fronte di tali eventi sono favorite le strutture alle quali il sistema costruttivo, nelle sue caratteristiche di insieme e nei dettagli esecutivi, assicuri buona duttilità, cioè capacità di sostenere cicli di escursioni anelastiche senza subire un significativo degrado.

Le azioni sismiche definite nel decreto sono state pertanto concettualmente ottenute riducendo le azioni effettive con un coefficiente di riduzione (maggiore di 1) che dipende dalla duttilità della struttura.

Nell'Allegato 1 si presentano alcune indicazioni costruttive alle quali può farsi riferimento per assicurare un minimo di duttilità alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Il rispetto di tali regole non esclude, tuttavia, che qualche meccanismo di rottura fragile possa comunque manifestarsi.

Ove del caso il controllo degli spostamenti viene condotto per valutare la danneggiabilità dei pannelli murari di tamponamento al fine di verifica al collasso per perdita di connessione tra elementi strutturali essenziali.

È chiaro che la verifica di danneggiabilità va riferita ad azioni sismiche meno intense rispetto a quelle utilizzate per la verifica allo stato limite ultimo.

Per quanto sopra osservato, è evidente che gli spostamenti considerati per le verifiche di danneggiabilità sono più piccoli di quelli considerati per le verifiche ultime, come evidenziato in B.9.

Le verifiche di danneggiabilità dei pannelli murari di tamponamento devono essere sempre eseguite negli edifici intelaiati, come richiesto in C.6.3.

Le verifiche di spostamento per il controllo dei requisiti di sicurezza, (stato limite ultimo), devono invece essere fatte se vi è la possibilità di perdite di connessione tra gli elementi essenziali ed in generale in presenza di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento.

Gli edifici in muratura sono in generale poco deformabili, pertanto il controllo delle deformazioni risulta già garantito dal controllo dello stato di sollecitazione.

Nessun controllo è richiesto nelle costruzioni in muratura per le quali non siano da effettuare verifiche di resistenza.

B. 8 - Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza possono essere effettuate verificando lo stato di tensione, secondo il metodo delle tensioni ammissibili, oppure verificando lo stato di sollecitazione per i diversi stati limiti ultimi secondo il metodo degli stati limite.

Quando i carichi agenti si riducono al peso proprio e ad un solo carico accidentale (nella fattispecie al carico sismico), i due metodi di verifica, alle tensioni ammissibili ed agli stati limite, portano ad ottenere, sostanzialmente, le stesse sezioni resistenti. Quando siano presenti più carichi di esercizio, il metodo agli stati limite offre, in generale, un approccio più razionale, in quanto mette in conto la probabilità di contemporanea presenza dei diversi carichi. In pratica, questo si traduce generalmente in sezioni resistenti più contenute.

Nella formulazione delle norme, si è riconosciuta, per la prima volta, la possibilità di utilizzare, nelle zone sismiche, il criterio agli stati limite. Si è tuttavia inteso mantenere inalterato il livello di protezione a fronte di eventi sismici, e pertanto i fattori γ sono stati scelti in modo che, anche in presenza di più azioni di carico, le verifiche condotte secondo i due metodi fossero equivalenti agli effetti della resistenza.

Se in uno o più piani la rigidità complessiva offerta dai pannelli in muratura o di altro materiale subisce una brusca riduzione rispetto a quella offerta ai piani adiacenti (come avviene frequentemente ai piani terra), è opportuno che gli elementi verticali ed orizzontali inferiori e superiori di ciascun piano interessato alla riduzione, siano provvisti di un margine di sovrarigidità rispetto ai risultati dell'analisi, che, per edifici di altezza fino a otto piani, è non inferiore al 40%, e di valore adeguatamente più elevato per le altezze maggiori.

B. 9 - Spostamenti e deformazioni

Gli spostamenti dovuti all'azione sismica sono, di fatto, più grandi di quelli determinabili con le azioni di progetto definite dalle norme. Infatti, in considerazione della duttilità delle strutture, le azioni di progetto, impiegate per simulare l'effetto del sisma, sono convenzionalmente ridotte di intensità rispetto a quelle che sarebbe necessario considerare ove il comportamento effettivo della struttura fosse perfettamente elastico. Perciò, gli spostamenti e le deformazioni determinati con le azioni di progetto indicate nelle norme vanno moltiplicati per un fattore (maggiore di uno), mediante il quale le azioni stesse sono state in precedenza ridotte.

Per quanto riguarda le combinazioni degli spostamenti sismici con quelli prodotti dalle altre azioni da prendere in considerazione, è utile una precisazione: essa riguarda il coefficiente χ utilizzato nelle due formule di verifica che sono:

per limitare la danneggiabilità:

$$\eta = (\eta_p \pm \lambda \eta_{xv}) / \chi$$

$$\eta = (\eta_p \pm \lambda \eta_{yv}) / \chi$$

Per i requisiti di sicurezza:

$$\eta = (\eta_p \pm 9 \eta_{xv}) / \chi$$

$$\eta = (\eta_p \pm 9 \eta_{yv}) / \chi$$

Al coefficiente χ è da attribuire il valore 1, quando gli spostamenti η_p e gli spostamenti sismici sono valutati in base alla combinazione delle azioni da assumere per la verifica delle tensioni ammissibili. È da attribuire il valore 1,5, quando gli spostamenti η_p e gli spostamenti sismici sono valutati in base alla combinazione delle azioni da assumere per la verifica agli stati limite.

B. 10 - Fondazioni

Le prescrizioni relative alle fondazioni sono connesse ai problemi posti dalla presenza di azioni sismiche sia relativamente alla valutazione delle sollecitazioni sul terreno di fondazione che in ordine alla valutazione delle sollecitazioni sulle strutture di fondazione.

Per quanto attiene al terreno di fondazione, occorre sottolineare che la vigente normativa geotecnica fa sistematico riferimento, per quanto riguarda l'individuazione del comportamento del terreno e la valutazione dei carichi massimi su di esso applicabili, ai metodi propri dell'analisi limite ed ai relativi meccanismi di rottura. Quando però si passa a definire i coefficienti riduttivi da applicare a detti carichi massimi, onde poterli confrontare con i carichi effettivamente agenti, e dunque controllare se si sia conseguito o meno il desiderato livello di sicurezza, detti coefficienti riduttivi hanno entità tale da poter essere correttamente

utilizzati solo per un confronto con i carichi relativi agli stati limite di esercizio, non per un confronto con i limite ultimi.

Quanto detto spiega la necessità evidenziata al primo capoverso del punto B. 10, di effettuare le verifiche di stabilità del terreno di fondazione utilizzando sollecitazioni valutate a partire da azioni prive di maggiorazioni, ossia valutate per coefficienti moltiplicativi unitari.

Per quanto attiene alle strutture di fondazione, occorre sottolineare che una funzione importante è quella di assorbire gli spostamenti relativi indotti dalla propagazione nel terreno delle onde sismiche, senza che tali spostamenti relativi si ripercuotano negativamente sul funzionamento delle strutture in elevazione. Tale funzione può essere svolta in due diversi modi.

Un primo modo consiste nel dotare le strutture di fondazione di collegamenti che, impedendo o comunque riducendo sensibilmente tali spostamenti relativi, garantiscano la ridotta entità delle sollecitazioni sulla struttura in elevazione dovute a tali spostamenti. È questa la soluzione suggerita al punto a) laddove si impone alle strutture di fondazione di essere collegate tra loro da un reticolo di travi proporzionate in modo da sopportare forze assiali prefissate; si sottolinea che, specie in una struttura intelaiata, tale reticolo di collegamento è soggetto non soltanto agli sforzi assiali di trazione-compressione dovuti alle azioni sismiche, ma anche agli sforzi assiali dovuti al funzionamento a telaio delle strutture in elevazione e che detti sforzi si sovrappongono a quelli di origine sismica. Occorre dunque, nella verifica del reticolo di collegamento, tener correttamente conto di ambedue i sistemi di forze sopra evidenziati.

Un secondo modo di risolvere il problema posto dagli spostamenti relativi delle strutture di fondazione, modo tipicamente consigliabile per strutture nelle quali la forte distanza tra gli elementi verticali renda difficile l'adozione del reticolo di travi di collegamento (capannoni industriali, ponti, ecc.), consiste nel verificare le strutture, sia di fondazione che in elevazione, in presenza degli spostamenti relativi attesi. Tale verifica deve essere condotta sia in termini di capacità di resistere della struttura in elevazione alle sollecitazioni prodotte dagli spostamenti relativi (vedi Tab. 1a), che in termini di compatibilità tra collegamenti e vincoli della struttura e spostamenti impressi in fondazione (vedi Tab. 1b).

C – EDIFICI

C. 1 - Sistemi costruttivi

Una importante modifica a carattere innovativo, introdotta alla lettera a) del punto C.1 riguarda gli edifici con struttura in muratura, la cui tipologia è stata estesa ad un ambito più vasto, comprendente sia la muratura ordinaria sia la muratura armata.

La muratura armata è disciplinata da apposite regole progettuali e costruttive, contenute nei punti C.5.1 e C.5.3.

Appare quindi evidente che, ove siano rispettate tutte le prescrizioni contenute nei suddetti punti della norma, l'impiego della muratura armata non richiede alcuna certificazione di idoneità tecnica da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

Tale obbligo permane, invece, per gli edifici costituiti da pannelli prefabbricati in muratura armata, che risultano indicati tra i sistemi costruttivi a pannelli portanti di cui alla lett. c) del punto C.1.

C. 2 - Altezza massima dei nuovi edifici

Si segnala un'imprecisione contenuta nell'ultimo comma del punto C. 2. Come è evidente, nel testo viene erroneamente richiamata la “ tabella 1”, anziché la “tabella 2”.

C. 3 - Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

Sono da segnalare le modifiche apportate al testo del 1° comma del punto C. 3, che, rispetto alla precedente norma, introduce una più graduale variazione, oltre ad un necessario adeguamento, dei limiti di altezza degli edifici in funzione della larghezza delle strade su cui prospettano.

Si ritiene utile evidenziare anche la soppressione dell'ultimo comma del punto C. 3 delle previgenti norme (D.M. 24/1/86) che consentiva, per le zone con grado di sismicità $S = 9$, su strade di larghezza inferiore ai metri dieci, di costruire edifici di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10,00 purché con le prescrizioni relative ad $S = 12$, ai fini del dimensionamento delle strutture.

C. 5 - Edifici in muratura

C.5.1 - REGOLE GENERALI

Le prescrizioni qui contenute si applicano a tutti gli edifici, sia in muratura ordinaria sia in muratura armata.

Si rammenta anzitutto che, conformemente a quanto stabilito dall'art. 3, 1° comma. della legge 2/2/74 n. 64, è fatto obbligo di osservare, oltre alle norme per le costruzioni sismiche, le norme di carattere generale concernenti la sicurezza delle costruzioni, indicate dall'art. 1, 3° comma, della stessa.

Pertanto nella realizzazione delle costruzioni sismiche in muratura, deve comunque tenersi conto delle vigenti norme tecniche riguardanti gli edifici in muratura (D.M. 20/11/87), i carichi ed i sovraccarichi (D.M. 16/1/96), i terreni e le opere di fondazione (D.M. 11/3/88), e degli eventuali successivi loro aggiornamenti.

Per quanto concerne, le caratteristiche dei materiali ed i relativi controlli, mentre le norme di cui al precedente decreto 24 gennaio 1986 recavano disposizioni nell'apposito allegato, le attuali norme stabiliscono, al 3° comma del punto C.5.1, alcuni requisiti minimi di resistenza, ad integrazione di quanto indicato nelle norme per gli edifici in muratura emanate con il decreto 20 novembre 1987.

I controlli sui materiali vanno effettuati, secondo quanto previsto nel decreto sopracitato, sia all'origine, obbligatoriamente, presso gli stabilimenti di produzione, sia in cantiere, ai fini della loro accettazione per l'impiego.

In particolare, il direttore dei lavori è tenuto a verificare che ciascuna fornitura, riguardante tanto gli elementi per la muratura (mattoni o blocchi), quanto le barre di acciaio nel caso della muratura armata, sia accompagnata dal relativo certificato di origine, controllando che le caratteristiche certificate corrispondano a quanto richiesto dal progetto e dalle norme.

Inoltre, nell'ambito della propria sfera di discrezionalità, il direttore dei lavori può responsabilmente valutare l'opportunità di disporre ulteriori controlli, per accertare che i materiali da mettere in opera posseggano effettivamente le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Anche per la muratura armata, oltre alle norme per le costruzioni sismiche, sono da osservare, per quanto applicabili, le norme di cui al decreto 20 novembre 1987.

È opportuno rammentare che in ogni caso gli elementi resistenti che compongono la muratura (mattoni o blocchi) devono essere collegati fra di loro tramite malta cementizia (di classe M1 - M2) che deve assicurare il ricoprimento dei giunti orizzontali e di quelli verticali.

C. 5.2 - EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

Sono state introdotte alcune modifiche, concettualmente importanti, che consentono un'ampia libertà progettuale nella realizzazione degli edifici in muratura ordinaria. Fermo restando il rispetto dei principi e delle regole generali contenute nel precedente punto C.5.1 possono infatti adottarsi, per la verifica sismica dell'edificio, gli stessi criteri di calcolo già previsti dal punto C.9.5 per l'adeguamento degli edifici esistenti. In tal caso non è necessario tener conto delle prescrizioni morfologiche e costruttive indicate nel punto C.5.2, che, invece devono essere applicate quando si esegua il procedimento di verifica semplificato. Relativamente alla valutazione delle azioni suggerite al punto C.9.5.3 si segnala che, per i nuovi edifici in muratura, il coefficiente β_2 deve essere assunto pari a 1, perché la norma specifica (D.M. 20/11/87), già per proprio conto, distingue i valori da attribuire alla resistenza del materiale a seconda del metodo adottato per il controllo della sicurezza ($\gamma_m = 3$ nel caso di verifica col metodo agli stati limite ultimi).

È ovvio, peraltro, che il valore delle azioni sismiche da adottare nelle verifiche è quello definito al paragrafo C.9.5.3 senza fare riferimento al coefficiente γ_E di cui al punto B.8 delle norme.

In conclusione quindi il livello di sicurezza di calcolo richiesto per gli edifici di nuova costruzione soggetti a "verifica" è del 50% circa superiore a quello richiesto per gli edifici esistenti.

Nessuna specifica verifica di sicurezza è invece prevista per la realizzazione di nuovi edifici in muratura listata, per i quali valgono le regole di dimensionamento riportate nel 2° cpv della lett. f).

Riguardo agli spessori minimi dei muri, indicati nella Tabella 3 per i vari piani dell'edificio, è opportuno far notare che la tabella stessa è genericamente riferita ad un edificio costituito dal massimo numero di piani consentito dalla norma (due piani fuori terra oltre ad un piano cantinato o seminterrato); quindi, nel caso in cui l'edificio, nel suo complesso, sia costituito da un minor numero di piani, gli spessori minimi dei relativi muri vanno assunti opportunamente scalando le righe della tabella stessa.

C.5. 3 - EDIFICI IN MURATURA ARMATA

La muratura armata è una tecnica costruttiva che conferisce alle strutture murarie caratteristiche di monoliticità, di resistenza (a compressione ed a trazione) e di duttilità tali da migliorarne in modo sostanziale il comportamento sotto l'azione sismica.

In virtù di tali migliori prestazioni le norme consentono per tale tipologia altezze massime superiori a quelle permesse per la muratura ordinaria.

Ruolo delle armature metalliche

Si distingue tra le armature richieste dall'analisi strutturale e quelle aggiuntive, necessarie per soddisfare le esigenze di monoliticità, continuità e duttilità, i cui valori minimi sono fissati dalle norme.

Le armature derivanti dall'analisi sono quelle verticali, da disporsi agli incroci e ai bordi dei pannelli murari, nonché quelle orizzontali lungo i bordi delle aperture (architravi o travi di collegamento tra pannelli affiancati).

Le armature aggiuntive comprendono:

- armature verticali disposte nel corpo dei pannelli, con interasse non superiore a 5 m;
- armature orizzontali
 - nei cordoli al livello di ciascun solaio, e nel corpo dei pannelli, con interasse non superiore a 4 m, con funzione di incatenamento;
 - distribuite, ad interasse non superiore a 0,6 m.

Per i soli edifici con coefficiente di protezione sismica $I > 1$ è obbligatoria una ulteriore armatura diffusa sia orizzontale che verticale, con interasse non superiore al doppio dello spessore della parete, quella orizzontale a sostituzione dell'ultima sopra richiamata.

Stante il ruolo decisivo che le armature metalliche hanno nel trasformare il comportamento della struttura muraria, è essenziale il rigoroso rispetto delle prescrizioni normative non solo riguardo alla quantità, ma anche e soprattutto per quanto concerne il posizionamento, l'ancoraggio e la sovrapposizione, nonché la protezione dalla corrosione.

Modello di calcolo

Quando l'altezza supera il valore ammesso per un edificio in muratura non armata è sempre obbligatorio effettuare il calcolo delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, sulla base di un modello della struttura che ne rappresenti il suo carattere tridimensionale.

Nei casi comuni tale modello sarà costituito da un insieme di pareti disposte in pianta secondo due direzioni ortogonali e collegate ai piani da diaframmi assunti come rigidi. Le pareti comprendenti aperture regolarmente disposte lungo l'altezza potranno essere schematizzate con modelli a telaio, con pareti piene costituenti i montanti e con le fasce sovrapporta e sovrarfinestra costituenti le travi.

Forze di calcolo e criteri di verifica

Il testo normativo attuale prevede espressamente, per questa tipologia, il metodo delle tensioni ammissibili, con le seguenti specifiche:

- azioni di calcolo: coefficiente di struttura $\beta = 1,5$ riducibile a $\beta = 1,4$ in presenza della armatura aggiuntiva diffusa; coefficiente $\gamma_E = 1$.
- tensioni ammissibili: per l'acciaio quelle previste dalle norme per le costruzioni in cemento armato; per la muratura quelle previste dalle norme vigenti per le costruzioni in muratura, moltiplicate per il coefficiente 2.

Qualora si voglia utilizzare il metodo agli stati limite, devono valere invece, le seguenti specificazioni:

- azioni di calcolo: coefficiente di struttura $\beta = 1,5$ riducibile a $\beta = 1,4$ in presenza della armatura aggiuntiva diffusa; coefficiente $\gamma_E = 1,5$.
- resistenze: per l'acciaio quelle previste dalle norme per le costruzioni in cemento armato; per la muratura quelle previste dalle norme vigenti per le costruzioni in muratura, moltiplicate per 2 (quindi adozione del valore $\gamma_m / 2$)

C.5.4 - STRUTTURE MISTE

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o in acciaio funzionanti in parallelo (ossia disposti altimetricamente su piani successivi) oppure in serie (ossia disposti altimetricamente su piani successivi). Nel primo caso le azioni sismiche devono essere integralmente affidate alla struttura muraria.

La prescrizione è riconducibile alla maggiore rigidità e minore duttilità che le strutture in muratura tipicamente presentano rispetto alle strutture monodimensionali in cemento armato o in acciaio.

La compatibilità tra le deformazioni subite dai diversi elementi costruttivi deve essere espressamente valutata; in particolare si dovrà controllare che le azioni sismiche siano effettivamente attribuibili tutte alla scatola muraria e che la presenza di elementi in cemento armato o in acciaio distribuiti in modo disuniforme sia planimetricamente che altimetricamente non modifichi significativamente la posizione del centro di rigidità della sola scatola muraria e la ripartizione delle azioni orizzontali tra i diversi setti murari.

A tal fine, è da considerare con particolare attenzione l'adozione di corpi scala e/o corpi ascensori realizzati con pareti in cemento armato, per la forte rigidità alle azioni orizzontali tipica di tali strutture, ed analoga attenzione deve essere prestata nel caso di elementi verticali in cemento armato o in acciaio dotati di elevata rigidità a flessione ed a taglio.

Particolare importanza rivestono i collegamenti tra elementi di tecnologia differente (orizzontamenti, cordoli, travi di ripartizione). Gli orizzontamenti consentono alle diverse pareti in muratura di scambiare tra loro forze orizzontali nell'ambito di un complessivo comportamento scatolare ed assicurano la trasmissione alla scatola muraria delle forze d'inerzia di origine sismica di diretta competenza delle masse gravanti sulle strutture in cemento armato o in acciaio. Occorrerà dunque verificare che gli orizzontamenti, sia in termini di rigidità che in termini di resistenza a flessione e taglio nel loro piano, consentano il corretto realizzarsi del meccanismo globale di funzionamento sopra illustrato. Contemporaneamente si dovrà verificare che non si raggiungano tensioni eccessive per effetto delle azioni concentrate che gli elementi in cemento armato o in acciaio e i solai si scambiano a causa del sisma e dei carichi verticali; tale risultato si consegnerà adottando sistematicamente provvedimenti finalizzati alla diffusione dei carichi (cordoli, travi di ripartizione, ecc.), e con una continua attenzione alla centratura dei carichi verticali sugli elementi resistenti sottostanti.

Quanto alle prescrizioni relative agli edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in cemento armato o in acciaio, la limitazione sull'altezza massima è riconducibile all'intento di contenere le tensioni su tali edifici entro gli ambiti propri degli edifici totalmente in muratura, ad essi assimilandoli; mentre la prescrizione sulle azioni da attribuire alla parte superiore in cemento armato o in acciaio è legata all'esigenza di evitare per dette strutture plasticizzazioni premature e conseguenti eccessive richieste di duttilità.

C.6.1.1 - Azioni orizzontali

Sono da segnalare, rispetto alle precedenti norme, alcune lievi modifiche ed aggiunte a carattere migliorativo, riguardanti:

- le categorie di locali corrispondenti, nella Tabella 5, ai differenti valori del coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale "s";
- il coefficiente di fondazione "ε";
- il coefficiente di risposta "R". Per quanto concerne il concetto di regolarità della costruzione, si richiama quanto indicato nel precedente punto B.4;
- il coefficiente di struttura "β".

C.6.1.3 - Azioni verticali

L'analisi dinamica deve essere eseguita per le strutture con periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi, ed in tutte quelle strutture, definite irregolari, nelle quali si possono eccitare modi superiori locali che non possono essere individuati con un'analisi statica. Questi modi possono dare luogo a sollecitazioni localizzate importanti.

Al fine della valutazione dell'effetto dell'eccitazione indotta dalle componenti di moto sismico verticale, si può impiegare lo stesso spettro di risposta usato per le azioni orizzontali, ma moltiplicato per 2 nel caso di strutture con luci superiori a 20 metri nonché di strutture spingenti quali archi o travi inclinate, ovvero per 4 nel caso di sbalzi.

Questi incrementi sono dovuti alle ridotte duttilità e capacità dissipativa usualmente associate ai modi di collasso indotti da questo tipo di strutture. Le amplificazioni sono d'altronde analoghe a quelle considerate nell'analisi statica.

C.6.2 - ANALISI DINAMICA

È stata introdotta la possibilità di eseguire l'analisi dinamica per valutare la risposta alle azioni verticali, quando richiesto.

Si impiega lo spettro di risposta utilizzato per le azioni orizzontali, che tuttavia va amplificato per tener conto della minore duttilità disponibile. A tal fine esso va moltiplicato per 2 nella verifica di strutture di luce maggiore di 20 metri, e di strutture spingenti (volte, archi), ovvero per 4 nel caso di sbalzi.

C.6.4. - ELEMENTI DIVISORI E PANNELLI ESTERNI

La disposizione riguardante gli elementi divisori interni è stata integrata sulla base delle indicazioni attualmente riportate nel punto B.9, consentendo, in definitiva, una maggiore libertà progettuale.

C.9.1 - Interventi sugli edifici esistenti

Possibili tecniche di intervento sono illustrate nell'Allegato 3 per quanto riguarda gli edifici in muratura e nell'Allegato 4 per gli edifici in cemento armato.

C.9.1.1 - Intervento di adeguamento

Si segnala la soppressione del paragrafo e) del p.to C.9.1.1 -comma 2° del precedente D.M. 24/1/86.

C.9.1.2 - Intervento di miglioramento

Con riferimento al terzo comma, che integra le precedenti disposizioni relative agli interventi di miglioramento sismico, si rileva quanto segue.

L'intervento di restauro statico su edifici di carattere monumentale ricadenti in zona sismica, specie se tali edifici sono correntemente utilizzati, pone problemi peculiari al professionista incaricato. Accade spesso che tali edifici evidenzino un dimensionamento, un uso degli elementi strutturali, una organizzazione planimetrica ed altimetrica, del tutto diversi da quelli tipici della moderna ingegneria antisismica, specie per quanto concerne i livelli minimi di sicurezza che occorre garantire e che in tali edifici risultano usualmente sensibilmente inferiori a quelli minimi attualmente ammessi.

Modificare tali livelli di sicurezza adeguandoli a quelli attuali, come richiesto dalle esigenze di sicurezza connesse all'uso cui tali edifici sono attualmente destinati, richiederebbe peraltro interventi di adeguamento pesanti e dunque tali da snaturare completamente l'edificio monumentale privandolo di conseguenza di alcune delle caratteristiche intrinseche che ne fanno un bene monumentale. Tale contrasto tra esigenze di sicurezza d'uso e di conservazione dell'impianto originario, rende sovente, problematica l'individuazione del tipo di intervento più appropriato.

Per armonizzare le varie esigenze è stato introdotto, accanto al concetto di adeguamento, il concetto di miglioramento.

Posto che le esigenze della conservazione sono in certi casi da anteporre a quelle della sicurezza, ne consegue che non è necessario "adeguare" i livelli di sicurezza dell'edificio monumentale a quelli minimi fissati dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione, bensì è sufficiente che i livelli di sicurezza vengano semplicemente "migliorati" rispetto a quelli antecedenti all'intervento.

Per i beni architettonici le tecniche di intervento debbono tener conto in modo compiuto dei caratteri architettonici e storico-artistici di detti beni; conseguentemente il miglioramento dovrà essere conseguito senza che si producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio (vedi C.9.2.2) ed utilizzando, per quanto possibile, tecniche di intervento e metodologie operative volte alla conservazione dei fabbricati, che privilegiano l'uso dei materiali e tecniche tradizionali e/o contemporanee, coerenti con la logica costruttiva.

Pertanto le tecniche di intervento usuali per le costruzioni ordinarie, ed in particolare quelle di cui all'Allegato 3 della presente Circolare, non possono essere acriticamente applicate ai predetti beni

architettonici. Ovviamente, per ogni intervento, deve essere valutata, in forma anche semplificata, la sicurezza strutturale finale e l'incremento di sicurezza conseguito.

C.9.3.3 - Provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi di adeguamento.

Come sempre avviene nel caso delle fondazioni, per le quali la valutazione del livello di sicurezza deve riguardare sia il terreno interessato dai carichi trasmessi dalle strutture di fondazione che le strutture di fondazione stesse, le prescrizioni interessano sia il terreno che le strutture.

Per quanto concerne i livelli di carico attribuibili al terreno, l'attenzione è focalizzata sia su fenomeni di carattere locale (relativi alla capacità portante) che su fenomeni di carattere globale (stabilità pendii). Riguardo ai fenomeni locali, i coefficienti di sicurezza possono essere ridotti del 20%, in quanto si è in presenza di strutture realizzate da lungo tempo per le quali un attento esame del comportamento passato fornisce indicazioni utili a ridurre i margini di incertezza.

Riguardo ai fenomeni globali, ferma restando la possibilità di ridurre i coefficienti di sicurezza del 20% per i motivi già illustrati, nel caso di verifiche insoddisfacenti o di possibili liquefazioni, l'efficacia degli interventi adottati deve essere documentata in termini sperimentali.

Per quanto concerne le strutture di fondazione, le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione vengono tenute nel dovuto conto, tanto che è possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni puntualmente elencate dalla normativa, condizioni sinteticamente riassumibili in una valutazione positiva della efficacia della struttura esistente con un motivato giudizio del progettista basato sull'accertamento dell'assenza di dissesti, sia presenti che passati, e sull'accertamento che l'intervento di adeguamento non turbi significativamente lo schema strutturale ed i carichi in fondazione.

C.9.5.3 - Verifica sismica

Come già evidenziato nel precedente paragrafo C.5.2, per i "vecchi" edifici in muratura non deve applicarsi il coefficiente γ_E di cui al punto B.8 delle norme, in quanto l'azione sismica risulta compiutamente definita dal presente paragrafo.

C.9.10 - COMPLESSI EDILIZI

Per quanto riguarda i complessi edilizi, nel caso di assenza di giunti, i calcoli di verifica devono tener conto, anche con valutazioni approssimate, delle eventuali azioni trasmesse dagli edifici contigui.

Per gli edifici in muratura, ciò può essere fatto, in prima approssimazione, aumentando convenzionalmente le forze orizzontali di progetto, facendo gravare sulle strutture resistenti dell'edificio in esame una quota parte delle masse relative agli edifici adiacenti.

D - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

L'entità e la distribuzione delle spinte trasmesse dal terreno ad un'opera di sostegno dipendono dalle caratteristiche meccaniche del materiale costituente il terrapieno, dall'entità dell'azione sismica locale, dalla tipologia e deformabilità dell'opera di sostegno e dalla entità dei possibili spostamenti rigidi.

È richiesta la valutazione dell'equilibrio limite globale dell'opera di sostegno attraverso il procedimento dovuto a Coulomb prendendo in conto sia le forze di inerzia di origine sismica agenti sul cuneo di terreno spingente, quantificate al punto 1, che le forze di inerzia agenti sull'opera di sostegno e sull'eventuale terreno di zavorra, quantificate al punto 2.

Le assunzioni implicite nel procedimento sono le seguenti:

- l'opera subisce movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva (tali movimenti possono essere dovuti alla inflessione della struttura oppure a rotazioni e scorrimenti rigidi di essa);
- il cuneo di spinta (Coulomb) si comporta come un corpo rigido anche in presenza delle azioni sismiche;
- le forze d'inerzia sull'opera sono valutate considerando la struttura stessa come rigida.

Quanto detto evidenzia che, qualora l'opera sia molto rigida ed incapace di produrre i desiderati movimenti attraverso traslazioni e rotazioni rigide (muri a gravità fondati su roccia o su pali, muri tirantati ecc.) si possono avere valori di spinta maggiori della spinta attiva. Il riferimento alla teoria di Coulomb evidenzia inoltre che, qualora l'opera di sostegno sia zavorrata dal terreno sovrastante l'opera di fondazione, detta zavorra deve essere pensata muoversi rigidamente in modo solidale al muro e dunque soggetta alle stesse forze di inerzia orizzontale cui è soggetto il muro.

Eventuali carichi accidentali, invece, mentre andranno presi in conto quali azioni verticali, non andranno conteggiati in termini di forze d'inerzia sismiche.

Si sottolinea inoltre che l'assunzione di un comportamento rigido dell'opera può essere non sufficientemente conservativo e dunque le assunzioni di cui al punto 2 possono dover essere riviste nel senso di aumentare l'entità delle azioni e di allontanare da terra il loro punto di applicazione.

Si segnala infine che, nelle prescrizioni normative, non è esplicitamente menzionato il contributo dovuto all'azione dinamica sull'acqua presente nel terreno retrostante il muro.

Qualora detto terreno sia saturo d'acqua la presenza del liquido dovrà essere presa in conto in termini di azioni dinamiche da esso prodotte, distinguendo i terreni permeabili da quelli non permeabili.

COLLAUDO STATICO.

Per le opere in cemento armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica, il collaudo statico è previsto dall'art. 7 della legge 5/11/1971 n. 1086 ed i relativi adempimenti tecnici sono indicati nelle norme tecniche di cui all'art. 21 della medesima legge. Per strutture di tipo diverso, il collaudo statico è previsto dalle norme tecniche di cui all'art. 1 della legge 2/02/1974 n. 64.

Tale adempimento, fondamentale in linea generale per assicurare la verifica della rispondenza della costruzione ai requisiti previsti in progetto ed alle relative normative, assume nel caso particolare delle costruzioni in zona sismica, ancor maggiore rilevanza.

In effetti è appena il caso di ricordare l'importanza che riveste la verifica continua delle varie fasi esecutive di una struttura, durante tutto il processo costruttivo della medesima; è pertanto necessario che il collaudo, sia delle nuove costruzioni da realizzarsi in zona sismica, sia degli interventi di adeguamento sismico, avvenga in corso d'opera.

Relativamente a questi ultimi tipi di intervento, le norme sismiche contengono, al punto C.9.4 specifiche prescrizioni.

Seguono allegati