

DECRETI MINISTERIALI

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO 19 giugno 1984.

Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO DELL'INTERNO

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 3 marzo 1975 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 3 giugno 1981, di aggiornamento delle suddette norme;

Ritenuto che in forza dell'art. 3, primo comma, della citata legge n. 64/1974 le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche possono essere aggiornate ogni qualvolta occorra in relazione al progredire delle conoscenze;

Considerato che occorre aggiornare alcune parti della normativa tecnica emanata nel 1975, nelle more della revisione completa della stessa normativa, in particolare per quanto attiene alle costruzioni murarie;

Visto il voto n. 20 del 23 febbraio 1984, con il quale il Consiglio superiore dei lavori pubblici ha espresso parere a che le predette norme tecniche siano modificate ed integrate secondo il testo riportato in allegato al presente decreto;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le allegate norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, ad integrale sostituzione di quelle di cui ai precedenti decreti 3 marzo 1975 e 3 giugno 1981.

Art. 2.

In via transitoria, per sei mesi dalla data di pubblicazione del presente decreto, possono ancora applicarsi le norme di cui ai decreti 3 marzo 1975 e 3 giugno 1981.

Roma, addì 19 giugno 1984

Il Ministro dei lavori pubblici

NICOLAZZI

Il Ministro dell'interno

SCALFARO

NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

A. DISPOSIZIONI GENERALI

A.1. Oggetto delle norme *Classificazione delle zone sismiche.*

Le presenti norme tecniche disciplinano tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa.

Il grado di sismicità delle diverse zone da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dall'apposito decreto interministeriale.

Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione B. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le disposizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni C e D.

A.2. Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali.

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni dovranno essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed in particolare dalla circolare del Ministero dei lavori pubblici 6 novembre 1967, n. 3797, e che si intende integralmente richiamata.

In particolare per le costruzioni su pendii devono essere eseguite le opportune indagini convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Dovranno inoltre essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato alle esigenze costruttive nella eventualità che possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera od in zone ad essa adiacenti fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti dovranno essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dello art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

B.1. Disposizioni preliminari.

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Si potranno, in alternativa, eseguire analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

B.2. Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.

Si assumerà che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, in due qualsiasi direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. Masse strutturali.

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Per i casi non contemplati nelle sezioni C e D, i sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma, per un'aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statistiche.

Per i serbatoi, i contenitori, e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

B.4. Coefficiente di risposta e di protezione sismica.

B.4.1. Coefficiente di risposta.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} & \quad R = 0,862/T_0^{2/3} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} & \quad R = 1,0 \end{aligned}$$

Se il periodo T_0 non viene determinato si assumerà $R = 1,0$.

B.4.2. Coefficiente di protezione sismica.

Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

B.5. Analisi statica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica delle strutture soggette a:

a) un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$$C = \frac{S - 2}{100} \text{ il coefficiente di intensità sismica;}$$

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse strutturali.

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e D , la forza complessiva F_h deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

b) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m \cdot C \cdot W$$

nella quale è, in genere $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione α e la singola componente di spostamento η risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \quad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2} \quad (1)$$

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto l'azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

B.6. Analisi dinamica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante una analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

dove:

a è l'accelerazione spettrale;

g è l'accelerazione di gravità;

I è il coefficiente di protezione sismica;

R è la funzione del periodo di vibrazione definito così come al punto B.4. per le accelerazioni orizzontali, mentre è $R = 1$ per le accelerazioni verticali.

L'analisi modale deve tenere conto almeno dei primi tre modi di vibrazione. Se la struttura presenta gruppi di modi indipendenti, il numero di modi considerati deve essere adeguatamente aumentato di conseguenza.

Per ciascuna eccitazione (orizzontale oppure verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i -esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \quad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni si esegue con le (1)

B.7. Verifiche.

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e, se necessario, dell'entità degli spostamenti. Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti B.8., B.9., B.10.

B.8. Tensioni.

Siano α le sollecitazioni dovute al sisma ed α_p quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente, escluso il vento.

Le tensioni dovute alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati, facendo riferimento, quando siano previste in dette norme, a condizioni di carico eccezionale.

B.9. Spostamenti.

Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico sopra prescritto, cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.

Quando non si eseguano analisi più accurate, basate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e sul comportamento non lineare della struttura, la previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo seguente. Siano η gli spostamenti elastici dovuti al sisma, valutati come indicato al punto B.5. oppure al punto B.6.; siano η_p gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni, escluso il vento.

Gli spostamenti reali η_r si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \varnothing \eta$$

dove $\varnothing = 6$ se gli η sono calcolati come in B.5. mentre $\varnothing = 4$ se gli η sono calcolati con analisi dinamica.

Gli spostamenti così valutati non devono compromettere il mantenimento delle connessioni né dare luogo a martellamenti fra strutture indipendenti adiacenti.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

B.10. Fondazioni.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zone ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

La fondazione studiata, in relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

a) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; tali collegamenti devono essere proporzionati in modo che siano in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali presenti alle due estremità del collegamento stesso. E' consentito omettere tali collegamenti purché la struttura sovrastante venga verificata per uno spostamento relativo dei punti tra i quali viene ommesso il collegamento.

Una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi, è data dalla relazione:

$$\Delta l = \frac{L}{1000}$$

dove:

L è la distanza tra i punti in esame

Δl è lo spostamento, con minimo di 2 cm

b) nelle fondazioni su pali questi devono avere un'armatura calcolata per la relativa componente sismica orizzontale ed estesa a tutta la lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione vanno eseguiti con i metodi e i procedimenti della geotecnica, tenendo conto della sollecitazione $\alpha_p \pm \alpha$ che la struttura trasmette alle fondazioni.

C. EDIFICI**C.1. Sistemi costruttivi.**

Gli edifici possono essere costruiti con:

a) struttura in muratura;

b) struttura intelaiata in cemento armato normale o pre-compresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;

c) struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato, o da muratura armata;

d) struttura in legname.

C.2. Altezza massima dei nuovi edifici.

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici rappresentata dalla massima differenza di livello fra quello del piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi, non può superare nelle strade e nei terreni in piano i limiti riportati dalla tabella 1.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

TABELLA 1

Tipo di struttura	Altezza massima		
	S = 6	S = 9	S = 12
Muratura	16,00 m	11,00 m	7,50 m
Intelaiatura		nessuna limitazione	
Pannelli portanti	32,00 m	25,00 m	15,00 m
Legname	10,00 m	7,00 m	7,00 m

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrioni, dette scale e degli ascensori.

Nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota di imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di 4 metri i limiti stabiliti nella precedente tabella 1.

Nelle strade o nei terreni in pendio le altezze massime di cui alla precedente tabella possono essere incrementate di 1,50 m purché la media generale delle altezze di tutte le fronti rientri nei limiti stabiliti nella tabella stessa.

Per le costruzioni in legname è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato la cui altezza non potrà però superare i 4 metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legname.

C.3. Limitazione delle altezze in funzione della larghezza stradale.

Quando un edificio, con più di due piani in elevazione e/o di altezza massima superiore a m 7,00 misurata con i criteri di cui al precedente punto C.2., con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2. e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada, non deve essere inferiore a dieci metri nelle zone con grado di sismicità $S = 12$ e $S = 9$; l'altezza massima dell'edificio misurata come indicato nel precedente punto C.2., per ciascun fronte dell'edificio stesso, non deve essere superiore al doppio della suddetta minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada.

Nelle zone a basse sismicità ($S = 6$) di cui all'art. 18 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, tale distanza dovrà rispettare solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.

Agli effetti del presente punto deve intendersi:

a) per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;

b) per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli nonché lo spazio in edificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;

c) per ciglio la linea di limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto b);

d) per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici in angolo su strade di diversa larghezza è consentito, nel fronte sulla strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

E' consentito per le zone con grado di sismicità $S = 9$, su strade di larghezza inferiore ai metri dieci, costruire edifici di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10,00 purché con le prescrizioni relative al $S = 12$.

C.4. Distanza fra gli edifici.

C.4.1. Intervalli d'isolamento.

La larghezza degli intervalli d'isolamento, cioè la distanza minima fra i muri frontali di due edifici, è quella prescritta dai regolamenti comunali purché detti intervalli siano chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni.

In caso contrario sono da considerarsi, agli effetti del precedente punto C.3., quali strade.

C.4.2. Edifici contigui.

Due edifici non possono essere costruiti a contatto, a meno che essi non costituiscano un unico organismo statico realizzando la completa solidarietà strutturale.

Nel caso in cui due edifici contigui formino organismi distaccati, essi dovranno essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h) = \frac{h}{100}$$

ove $d(h)$ è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dal piano di spiccato delle strutture in elevazione.

Analogo dimensionamento deve adottarsi in corrispondenza dei giunti di dilatazione degli edifici.

C.5. Edifici in muratura.

Fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'art. 1, lettera a), della legge 2 febbraio 1974, n. 64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti:

a) le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti;

b) le murature devono essere solidali tra loro mediante opportune ammorsature agli innesti ed agli incroci, evitando di inserirvi canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere;

c) in corrispondenza dei solai di piano e della copertura, sia essa a tetto o a terrazza, si devono disporre sulle murature cordoli in cemento armato di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari almeno alla metà della larghezza. L'armatura di detti cordoli deve essere costituita da almeno quattro tondi di diametro non inferiore a 16 mm; le legature trasversali (staffe) devono essere costituite di tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 25 centimetri.

Per assicurare il comportamento a catena dei cordoli suddetti, deve essere assicurata la continuità dell'armatura ed il suo ancoraggio alle estremità;

d) le aperture praticate nei muri maestri devono essere delimitate da zone di muratura di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso; due aperture contigue devono essere separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo;

e) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interesse non superiore a 7 m;

f) la muratura portante deve essere realizzata con mattoni o blocchi squadriati, gli uni e gli altri pieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I con impiego di malta cementizia. E' ammesso per gli edifici con non più di 2 piani fuori terra l'uso di muratura di pietrame listata (interasse delle listature $\leq 1,5$ m) con impiego di malta cementizia;

g) negli edifici con un massimo di tre piani fuori terra o negli ultimi tre piani più alti è ammesso l'uso di muratura con mattoni o blocchi squadrati semipieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I;

h) le murature devono avere all'ultimo piano lo spessore minimo d_0 , al netto dell'intonaco, riportato nella tabella 2; detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni piano sottostante e di 20 cm in fondazione per le zone classificate sismiche con $S = 9$ e $S = 12$.

Per le zone classificate sismiche con $S = 9$ e per edifici con un massimo di tre piani completamente fuori terra può essere omissa il primo aumento di spessore.

Nelle zone a bassa sismicità ($S = 6$) fermo restando lo spessore minimo d_0 , dell'ultimo piano riportato nella tabella 2, detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni due piani sottostanti e di cm 20 in fondazione.

TABELLA 2

Tipo di muratura	d_0		
	$S = 6$	$S = 9$	$S = 12$
Mattoni o blocchi pieni	2 teste ≥ 24 cm	2 teste ≥ 24 cm	3 teste ≥ 36 cm
Mattoni o blocchi semipieni	30 cm	30 cm	40 cm
Pictrame	40 cm	40 cm	50 cm

i) la distanza massima fra lo spiccato dalle fondazioni e l'intradosso del primo solaio (o fra due solai successivi) non può superare i 7 metri;

j) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammassati nella muratura;

m) sono ammessi solai in cemento armato e laterizi o in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso. Le travi metalliche devono essere inoltre munite di appositi ancoraggi;

n) le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato, le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al precedente punto c);

o) nel piano interrato o seminterrato è ammesso realizzare i muri in calcestruzzo armato o non con spessore pari a quello del piano sovrastante.

C.6. Edifici con strutture intelaiate.

C.6.0. Simbologia.

D, B = massime dimensioni della pianta dell'edificio, con $D \geq B$, nelle direzioni, ortogonali fra loro, delle azioni sismiche orizzontali

G_i = somma del peso proprio del piano iesimo dell'edificio e del sovraccarico permanente su di esso gravante

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano iesimo previsto nel calcolo statico di esercizio

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico

$W_i = G_i + s Q_i$ = «peso» da considerare per la valutazione delle azioni sismiche

N = numero dei piani dell'edificio

$W = \sum_{i=1}^N W_i$ = «peso» totale dell'edificio

$F_i = K W_i$ forza sismica

K = coefficiente sismico

$$C = \frac{S-2}{100} = \text{coefficiente di intensità sismica}$$

S = grado di sismicità

R = coefficiente di risposta

ε = coefficiente di fondazione

β = coefficiente di struttura

γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

C.6.1. Analisi statica.

L'analisi statica consiste nello schematizzare le azioni sismiche attraverso forze statiche proporzionali ai pesi W_i innanzi definiti: il coefficiente di proporzionalità (coefficiente sismico) si indicherà con il simbolo K e si distingueranno nel seguito un coefficiente per le azioni sismiche orizzontali K_h ed un coefficiente per le azioni sismiche verticali K_v .

C.6.1.1. Azioni orizzontali.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei «pesi» i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

e,

$$W_i = G_i + s Q_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 3 in funzione della destinazione dell'opera.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne dovrà tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali del piano valori di s differenziati.

TABELLA 3

Locale	Coefficiente s
Locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0,33
Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0,50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.), archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc.	1,00

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico K_{hi} sono specificati in appresso.

Coefficiente di protezione sismica I. Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

Coefficiente di fondazione ε . Si assume di regola $\varepsilon = 1$.

Per fondazioni dirette e indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di più elevata compressibilità, il valore 1,3.

Coefficiente di risposta R. Come indicato al punto B.4., il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} & R = 0,862/T_0^{1,5} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} & R = 1,0 \end{aligned}$$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per le costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto C.6.2.

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0,1 \frac{H}{\sqrt{B}} \quad [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ_i . Dipende dal piano in esame e si assume per esso la relazione:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

essendo h_i la quota del piano iesimo rispetto allo spicco delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente K_h uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β . Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affida il 100% delle azioni orizzontali, si assumerà:

$$\beta = 1,2$$

C.6.1.2. Ripartizione delle forze orizzontali.

La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidità.

Nel caso di eccentricità fra il baricentro delle rigidità e quello delle masse si dovrà considerare l'effetto delle coppie torcenti. Quando il rapporto fra i lati D/B è maggiore di 2,5, anche in assenza di eccentricità, dovrà considerarsi al piano iesimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{ti \text{ min}} = \lambda D \sum_{j=1}^N F_j$$

essendo i valori λ riportati nella tabella 4.

TABELLA 4

$2,5 < D/B < 3,5$	$\lambda = 0,03 + 0,02 (D/B - 2,5)$
$3,5 < D/B$	$\lambda = 0,05$

La ripartizione delle forze sismiche di piano tra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo la ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Qualora l'impalcato non possieda la ipotizzata rigidità nei riguardi di forze complanari, se ne terrà conto nel calcolo, ovvero essa potrà essere conferita mediante irrigidimenti (controventature) opportunamente dimensionati.

C.6.1.3. Azioni verticali.

Le azioni sismiche verticali non vengono di norma considerate, ad esclusione dei seguenti casi:

- membrature orizzontali con luci superiori a 20 m;
- strutture di tipo spingente;
- sbalzi.

Nei casi di cui ai punti a) e b) le strutture devono calcolarsi prevedendo un coefficiente sismico verticale K_v pari a $\pm 0,2$.

Per gli sbalzi si deve considerare un coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0,4$.

C.6.2. Analisi dinamica.

Per strutture dotate di periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in B.6. adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto C.6.1.3. non richiede di norma un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

C.6.3. Verifiche.

Le sollecitazioni α provocate dal sisma si devono combinare con quelle α_p provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni α_p provocate dalle azioni sismiche verticali la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà eseguire mediante la relazione

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

indicando con α_h le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Per quanto concerne la verifica delle tensioni vale quanto prescritto nei punti B.7. e B.8.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti ad essi conseguenti a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tale caso, indicando con η_2 tali spostamenti, si ha:

$$\eta_2 = \eta_p \pm \varnothing \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

con:

$\varnothing = 6$ se è stata svolta l'analisi statica;

$\varnothing = 4$ se è stata svolta l'analisi dinamica.

C.6.4. Fondazioni.

Valgono per le fondazioni le prescrizioni riportate nei punti A.2. e B.10.

C.6.5. Elementi divisorii e pannelli esterni.

I pannelli di muratura che costituiscono divisorii interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², devono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di muratura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppano una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da una intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano staccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

C.7. Edifici con struttura a pannelli portanti.

C.7.1. I sistemi costruttivi di cui alla lettera c) del precedente punto C.1. devono essere realizzati in osservanza di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio.

C.7.2. L'analisi sismica viene di norma eseguita con le modalità prescritte per gli edifici con struttura intelaiata.

Le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto C.6.1.1. assegnando al coefficiente di struttura il valore $\beta = 1,4$ ed al coefficiente di risposta il valore $R = 1$. Lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento secondo due direzioni orizzontali ortogonali.

C.8. Edifici con strutture in legname.

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legname devono essere di un sol pezzo o così saldamente collegate e rafforzate nelle giunture da rendere trascurabile l'indebolimento prodotto dalla giunzione.

C.9. Riparazioni degli edifici in muratura.

C.9.1. Fondazioni.

Prima di procedere alle riparazioni delle strutture in elevazione deve essere accertato lo stato di consistenza delle fondazioni in relazione alla natura del terreno e conseguentemente si deve provvedere all'esecuzione delle necessarie opere di consolidamento.

C.9.2. Archi e volte.

Gli archi e le volte dei fabbricati, siti negli orizzontamenti fuori terra, devono essere muniti di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte, a meno che le murature di sostegno abbiano spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano generati sforzi di trazione.

Le eventuali lesioni degli archi e delle volte potranno essere risarcite mediante adeguate cuciture ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche od altro materiale o sistema idoneo.

Qualora le lesioni siano macroscopiche, o le murature si presentino inconsistenti, gli archi e le volte dovranno essere demoliti. Ove lo richiedano esigenze funzionali od estetiche, ovvero il ripristino di condizioni di equilibrio di insieme, potranno essere ricostruiti sempre con il criterio di realizzare sistemi spingenti chiusi in se stessi; qualora non sussistano le dette esigenze, le strutture spingenti vanno sostituite con elementi strutturali non spingenti.

C.9.3. Murature.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità, quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate mediante opportuna ripresa con murature di mattoni e malta cementizia, getti di conglomerato cementizio ed anche con lo eventuale inserimento di elementi metallici o in cemento armato.

I legamenti, oltre che con catene in acciaio, potranno effettuarsi anche con cavi posti in leggera pre-tensione e comunque non superiore al 50% della tensione ammissibile d'esercizio.

In entrambi i casi dovrà essere posta all'atto esecutivo la massima cura e diligenza per conseguire una idonea ripartizione sulle murature delle pressioni di contatto delle strutture di ancoraggio.

C.9.4. Cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi dovranno essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio.

I cordoli potranno essere eseguiti — se necessario — a tratti sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di pre-compressione.

Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli potranno non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o mescele sintetiche.

C.9.5. Solai.

Qualora i solai siano avvallati o comunque deteriorati, essi devono essere sostituiti con solai in acciaio o cemento armato efficacemente incassati ed ancorati alle estremità nei cordoli o travi di perimetro.

Potranno usarsi solai in legno ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche.

Nel caso si impieghino travetti prefabbricati in cemento armato ordinario o precompresso si dovrà disporre un'apposita armatura di collegamento dei travetti alle strutture perimetrali (travi o cordoli), in modo da costituire un efficace ancoraggio sia agli effetti della trasmissione del momento negativo, sia della forza di taglio.

Qualora si usino laterizi, questi devono essere a blocco unico tra i travetti ed essere efficacemente ancorati ad essi ed alla sovrastante soletta.

C.9.6. Sbalzi.

Delle strutture aggettanti, quali balconi, cornicioni, scale, ecc., deve essere controllata l'efficienza statica. Sono da sostituire tutte le strutture portanti a sbalzo formate da materiali fragili quali ad esempio le mensole in pietra, a meno che la funzione statica non sia assolta da altre strutture.

C.9.7. Scale.

Le scale in muratura a sbalzo devono essere di regola sostituite da scale in cemento armato o in acciaio. Possono tuttavia essere conservate soltanto se prive di lesioni, e dopo averne verificata l'efficienza a mezzo di prove di carico statico e dinamico. Quando necessità ambientali-architettoniche richiedano la conservazione di scale a sbalzo staticamente non sicure, potranno adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

C.9.8. Coperture.

I tetti devono essere resi non spingenti.

C.9.9. Dissesti.

Qualora i fabbricati manifestino segni di dissesto palesemente dovuti a cedimenti differenziali delle fondazioni, ovvero le murature siano danneggiate e scarsamente consistenti nella zona di basamento del fabbricato, si provvederà a risarcire le lesioni e, ove possibile, ad iniettarle. Inoltre si potranno eseguire, al di sotto della quota del piano marciapiede, pareti sottili cementizie armate in modo da costituire strutture scato-lari di contenimento, eventualmente rinforzate da cavi. Tali pareti, di preferenza, verranno eseguite da ambo i lati delle murature e collegate fra loro.

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

Nella progettazione e nella costruzione dei muri di sostegno dei terreni in zone sismiche deve tenersi anche conto della influenza delle azioni sismiche agenti soltanto in direzione orizzontale.

Se non si eseguono calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni, potranno adottarsi i criteri di calcolo che seguono.

Oltre la spinta statica F (calcolata per i valori di i e di β), devono, pertanto, considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F , esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui

$$F_s = A F'$$

ove

$$A = \frac{\cos^2 (\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$$\vartheta = \arctg C$$

C = coefficiente d'intensità sismica

F' = spinta calcolata per $i' = i + \vartheta$

$$\beta' = \beta + \vartheta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno)

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza del muro stesso;

- 2) una forza d'inerzia orizzontale
 $F_i = C \cdot W$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica
 W = peso proprio del muro

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi. Le verifiche di cui detto innanzi potranno omettersi per muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

ALLEGATO I

1. Tipologie e percentuali di foratura dei mattoni e blocchi.

1.1. Definizioni.

Mattoni e blocchi. — Sono denominati mattoni gli elementi per murature di laterizio o di altro materiale idoneo avente generalmente forma parallelepipedica; gli elementi di grande formato (volume maggiore di 5.500 cm^3 circa) sono anche denominati blocchi.

Foratura. — Gli elementi per muratura possono essere dotati di incavi di limitata profondità su una o due facce opposte; di fori passanti da una faccia e quella opposta; di fori profondi non passanti.

Agli effetti delle presenti norme si indica con:

A = area lorda della faccia delimitata dal suo perimetro
 f = area media della sezione normale di un foro
 F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti

La percentuale di foratura è espressa dalla:

$$\varphi = 100 \frac{F}{A}$$

1.2. Mattoni o blocchi pieni.

Si considerano pieni i mattoni o blocchi che abbiano incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta, nonché gli elementi con fori passanti e profondi non passanti la cui foratura rientri nei limiti seguenti:

$$\varphi \leq 15\% \quad f \leq 0,03 A$$

1.3. Mattoni e blocchi semipieni.

Si considerano semipieni gli elementi per murature per i quali risulti

$$15\% < \varphi \leq 45\% \quad f \leq 4,5 \text{ cm}^2$$

La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno deve essere — per elementi lisci da paramento — di almeno $1,5 \text{ cm}$ e per elementi rigati, al netto della rigatura, di almeno $1,2 \text{ cm}$.

I fori dovranno essere distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia del pezzo.

Quando A sia maggiore di 300 cm^2 , l'elemento può essere dotato di un foro di presa di maggiori dimensioni fino ad un massimo di 35 cm^2 , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A maggiore di 580 cm^2 , i fori di presa possono essere due con area di ogni foro non maggiore di 35 cm^2 e da computare nella percentuale complessiva della foratura.

2. Resistenze.

Gli elementi per murature dovranno avere le seguenti resistenze medie a rottura per compressione riferita alla superficie totale lorda, e valutata su almeno 30 elementi

a) elementi pieni:

$$R \geq 10 \text{ N/mm}^2 \text{ (100 Kg/cm}^2\text{)}$$

b) elementi semipieni:

in direzione dei carichi verticali:

$$R_1 \geq 8 \text{ N/mm}^2 \text{ (80 Kg/cm}^2\text{)}$$

in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura;

$$R_2 \geq 2 \text{ N/mm}^2 \text{ (20 Kg/cm}^2\text{)}$$

I valori di R_1 e R_2 dovranno essere entrambi rispettati.

3. Accettazione.

Per l'accettazione all'impiego di elementi semipieni per murature, ogni produttore dovrà eseguire ogni sei mesi presso un laboratorio ufficiale di cui all'art. 20 della legge 5 novembre 1971 n. 1086, prove a rottura per compressione nelle due direzioni ciascuna su trenta elementi singoli.

Tale certificazione va sottoposta al direttore dei lavori per l'accettazione della fornitura.

Il direttore dei lavori potrà eseguire altre eventuali prove per la determinazione della media; in tal caso si opererà su almeno dieci elementi.

(3381)