



Master in: Innovazione nella Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture in Cemento Armato

Via Vito Volterra, 62 – 00146 Roma – Tel. 06 55173444, Fax 06 55173441

## **DOCUMENTO DI STUDIO**

# **CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI**

\* \* \*

## **Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”**

\* \* \*

**Bozza  
20 Nov 03**

# INDICE

<b>A - DISPOSIZIONI GENERALI</b> .....	<b>4</b>
<b>A.1 OGGETTO DELLE NORME - CLASSIFICAZIONE DELLE ZONE SISMICHE</b> .....	<b>4</b>
<b>A.2 AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>4</b>
<i>A.2.1 Zonazione sismica</i> .....	<i>4</i>
<i>A.2.2 Caratterizzazione dei terreni di fondazione</i> .....	<i>4</i>
<i>A.2.3 Criteri generali di applicazione delle azioni</i> .....	<i>5</i>
A.2.3.1 Descrizione dell'azione sismica .....	6
A.2.3.2 Coefficiente di protezione sismica I .....	7
A.2.3.3 Spettro di risposta elastico .....	7
A.2.3.4 Spostamenti del terreno .....	8
<i>A.2.4 Definizione delle azioni sismiche di progetto nel metodo di verifica alle tensioni ammissibili</i> .....	<i>9</i>
A.2.4.1 Analisi statica .....	9
A.2.4.2 Analisi dinamica .....	10
A.2.4.3 Spostamenti e deformazioni .....	11
A.2.4.4 Spostamenti massimi e spostamenti relativi del terreno .....	12
<i>A.2.5 Definizione delle azioni sismiche di progetto nel metodo di verifica agli stati limite</i> .....	<i>12</i>
A.2.5.1 Spettri di risposta di progetto .....	13
A.2.5.2 Impiego di accelerogrammi .....	14
A.2.5.2 Spostamenti massimi e spostamenti relativi del terreno .....	14
A.2.5.3 Combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni .....	15
<b>B - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE</b> .....	<b>16</b>
<b>B.1 REGOLARITÀ NEGLI EDIFICI</b> .....	<b>16</b>
<b>B.2 ANALISI STATICA</b> .....	<b>17</b>
<b>B.3 ANALISI DINAMICA</b> .....	<b>17</b>
<b>B.4 VERIFICHE</b> .....	<b>17</b>
<b>B.5 FONDAZIONI</b> .....	<b>17</b>
<b>C - EDIFICI</b> .....	<b>19</b>
<b>C.1 SISTEMI COSTRUTTIVI</b> .....	<b>19</b>
<b>C.2 ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI</b> .....	<b>19</b>
<b>C.3 LIMITAZIONE DELL'ALTEZZA IN FUNZIONE DELLA LARGHEZZA STRADALE</b> .....	<b>19</b>
<b>C.4 DISTANZA FRA GLI EDIFICI</b> .....	<b>20</b>
<i>C.4.1 Intervalli d'isolamento</i> .....	<i>20</i>
<i>C.4.2 Edifici contigui</i> .....	<i>20</i>
<b>C.5 EDIFICI IN MURATURA</b> .....	<b>20</b>
<i>C.5.1 Regole generali</i> .....	<i>20</i>
<i>C.5.2 Edifici in muratura ordinaria</i> .....	<i>21</i>
<i>C.5.3 Edifici in muratura armata</i> .....	<i>23</i>
C.5.3.1 Oggetto e ambito di applicazione .....	23
C.5.3.2 Concezione strutturale dell'edificio .....	24
C.5.3.3 Dettagli costruttivi .....	24
C.5.3.4 Elementi strutturali resistenti all'azione sismica .....	25
C.5.3.5 Analisi delle sollecitazioni sismiche e verifica degli elementi resistenti .....	26
C.5.3.6 Metodo delle tensioni ammissibili .....	26
C.5.3.7 Metodo agli stati limite .....	26
<i>C.5.4 Strutture miste</i> .....	<i>27</i>
<b>C.6 EDIFICI CON STRUTTURE INTELAIATE IN CEMENTO ARMATO ED ACCIAIO</b> .....	<b>27</b>
<i>C.6.1 Metodo di verifica alle tensioni ammissibili</i> .....	<i>27</i>
C.6.1.1 Simbologia .....	27
C.6.1.2 Analisi statica .....	27
C.6.1.3 Analisi dinamica .....	29
C.6.1.4 Verifiche .....	30
<i>C.6.2 Metodo di verifica agli stati limite</i> .....	<i>31</i>

C.6.2.1 Edifici in cemento armato .....	31
C.6.2.2 Edifici a struttura in acciaio.....	32
Telai, .....	34
C.6.3 Elementi divisori e pannelli esterni .....	35
C.6.4 Fondazioni.....	36
C.6.5 Indicazioni costruttive per strutture in cemento armato.....	36
C.6.5.1 Travi.....	36
C.6.5.2 Pilastrini .....	39
C.6.5.3 Nodi trave-pilastro .....	40
C.6.5.4 Pareti .....	40
C.6.5.5 Solai .....	43
C.6.5.6 Indicazioni aggiuntive per strutture ad Alta Duttività in cemento armato.....	43
C.6.6. Indicazioni costruttive per strutture dissipative in acciaio.....	45
C.6.6.1 Membrature .....	45
C.6.6.2 Collegamenti .....	45
C.6.7 Requisiti aggiuntivi per edifici con tamponatura in muratura .....	46
<b>C.7 EDIFICI CON STRUTTURA A PANNELLI PORTANTI .....</b>	<b>46</b>
<b>C.8 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO (VEDERE TESTO DEL 12 6 03 SANPAOLESI) .....</b>	<b>47</b>
<b>C.9 INTERVENTI SUGLI EDIFICI ESISTENTI.....</b>	<b>47</b>
C.9.1 Definizioni .....	47
C.9.1.1 Intervento di adeguamento .....	47
C.9.1.2 Intervento di miglioramento.....	47
C.9.2 Progetto esecutivo .....	48
C.9.2.1 Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento .....	48
C.9.2.2 Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento.....	48
C.9.2.3 Operazioni progettuali.....	48
C.9.2.4 Criteri di scelta progettuale .....	48
C.9.3 Provvedimenti tecnici di intervento .....	49
C.9.3.1 Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici .....	49
C.9.3.2 Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi ad aumentare la resistenza .....	49
C.9.3.3 Provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi di adeguamento .....	49
C.9.3.4 Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento .....	50
C.9.3.5 Aggetti verticali.....	50
C.9.4 Collaudo degli interventi di adeguamento.....	50
C.9.5 Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura ordinaria .....	50
C.9.5.1 Schema strutturale .....	50
C.9.5.2 Analisi dei materiali .....	51
C.9.5.3 Verifica sismica.....	51
C.9.6 Interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato.....	52
C.9.6.1 Schema strutturale .....	52
C.9.6.2 Analisi dei materiali e particolari costruttivi .....	52
C.9.6.3 Verifica sismica.....	52
C.9.7 Interventi di adeguamento delle costruzioni con struttura metallica .....	52
C.9.7.1 Schema strutturale .....	52
C.9.7.2 Analisi dei materiali e particolari costruttivi .....	52
C.9.7.3 Verifica sismica.....	53
C.9.8 Interventi tecnici di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria.....	53
C.9.8.1 Pareti murarie .....	53
C.9.8.2 Solai .....	53
C.9.8.3 Scale.....	53
C.9.8.4 Archi e volte.....	54
C.9.8.5 Coperture.....	54
C.9.9 Edifici con struttura mista .....	54
C.9.10 Complessi edilizi.....	54
<b>D - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.....</b>	<b>55</b>
<b>ALLEGATO 1 INTERAZIONE FRA TELAI E PANNELLI MURARI DI TAMPONATURA.....</b>	<b>56</b>
<b>1.1 MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>56</b>
<b>1.2 VALUTAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ LATERALE .....</b>	<b>56</b>
<b>1.3 MECCANISMI DI ROTTURA DEI PANNELLI MURARI .....</b>	<b>56</b>
<b>1.4 VERIFICA DELLA TAMPONATURA .....</b>	<b>57</b>
<b>1.5 VERIFICA DELLE STRUTTURE DI CONTENIMENTO IN CEMENTO ARMATO.....</b>	<b>57</b>
<b>1.6. DISPOSIZIONI AGGIUNTIVE .....</b>	<b>59</b>

## **A - DISPOSIZIONI GENERALI**

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

Le presenti norme 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 Azioni sismiche**

Le azioni sismiche da adottare sono quelle riportate nel seguito della presente norma; il loro valore è differente a seconda che si utilizzi il metodo delle tensioni ammissibili o il metodo degli stati limite.

#### **A.2.1 Zonazione sismica**

Il territorio nazionale è suddiviso in zone ove è possibile adottare gli stessi provvedimenti costruttivi, così da garantire alle costruzioni una sicurezza uniforme per i due livelli di prestazione:

- del collasso (SLU)
- del danno (SLD)

La classificazione si basa sulla pericolosità sismica del territorio. Per ciascuno dei due livelli di prestazione si individuano 4 Zone sismiche, di Categoria **S1, 1, 2, 3**. Tutto il resto del territorio nazionale non è classificato come sismico. Nell'ambito di ciascuna Zona l'intensità sismica di riferimento è definita, convenzionalmente, in termini di accelerazione di picco di progetto su terreno compatto, detto "suolo di riferimento".

Si deve osservare che ciascun sito può appartenere, per la classificazione rispetto al livello di prestazione del collasso e rispetto al livello di prestazione del danno, a Zone sismiche di Categoria diversa, dipendendo questo dalla diversa pericolosità sismica rispetto al collasso ed al danno del sito in esame.

Il grado di sismicità delle diverse zone del territorio, da assumere per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dagli appositi decreti emanati dalle regioni sulla base dei criteri generali stabiliti dagli appositi decreti ministeriali.

#### **A.2.2 Caratterizzazione dei terreni di fondazione**

I terreni di fondazione vengono classificati, in base ai loro parametri caratteristici, nel modo descritto nella tabella I. La classificazione deve essere effettuata in base ai valori della velocità media  $V_{s,30}$ , delle onde di taglio che si propagano in direzione verticale ovvero, se questa non è disponibile, in base ai valori del numero di colpi  $N_{spt}$  della prova penetrometrica dinamica, nei terreni a grana grossa, o/e delle resistenza non drenata  $c_u$ , nei terreni a grana fina.

Tab. I – Classificazione del sito

Terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		V <sub>s,30</sub> (m/s)	N <sub>spt</sub>	C <sub>u</sub> (kPa)
<b>A</b>	Rocce o ammassi rocciosi, con eventuale materiale meno consistente in superficie di spessore non superiore a 5 m	> 800		
<b>B</b>	Depositi di spessore superiore ad alcune decine di metri, con variazione graduale delle caratteristiche meccaniche con la profondità, costituiti da:			
	<i>B1: Ghiaie e sabbie di elevato addensamento. Argille di elevata consistenza</i>	360-800	> 50	> 250
	<i>B2: Ghiaie e sabbie di medio addensamento. Argille di media consistenza.</i>	180-360	15 - 50	70 - 250
	<i>B3: Sabbie da mediamente addensate a sciolte, con o senza intercalanazioni limo-argillose. Argille da mediamente consistenti a tenere, con o senza intercalanazioni sabbiose</i>	100 - 180	< 15	< 70
<b>C</b>	Terreni delle categorie <i>B2</i> e <i>B3</i> , di spessore compreso tra 5 e 20 m, sovrastanti terreni della categoria <b>A</b>			

La velocità media V<sub>s,30</sub> è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ (m/s)}$$

dove:

h<sub>i</sub> = spessore (in metri) della i-esima formazione o strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V<sub>i</sub> = velocità delle onde di taglio nella stessa formazione o strato;

n = numero di formazioni o strati compresi nei primi 30 m di profondità.

Per terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti di quelli di cui alla classe **C**, è necessario predisporre specifici studi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi per cui la presenza di terreni liquefacibili e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

### A.2.3 Criteri generali di applicazione delle azioni

L'azione sismica è di norma costituita da due componenti di moto traslatorio orizzontale e da una componente verticale, tra loro indipendenti. Si assume che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, secondo due direzioni orizzontali ortogonali, prefissate dal progettista.

Le azioni sismiche sulle costruzioni possono essere valutate convenzionalmente facendo riferimento a forze statiche equivalenti ovvero come azioni dinamiche, secondo i criteri generali illustrati nel seguito.

Le componenti delle azioni sismiche sono definite mediante lo spettro di risposta di progetto.

Possono, in alternativa, essere utilizzati opportuni "terremoti di progetto", motivatamente scelti da parte del progettista sulla base di ipotesi e risultati sperimentali chiaramente comprovati. In tal caso il progetto deve essere sottoposto ad esame e parere del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Nelle parti **B** e **C** della presente Normativa sono indicate le tipologie per le quali è necessario considerare la contemporaneità delle componenti dell'azione sismica. Quando è necessario considerare tale contemporaneità si adotteranno criteri adeguati; in mancanza di più specifiche indicazioni si potrà adottare uno dei seguenti criteri:

**Criterio 1: valido solo** se si adotta una analisi di tipo lineare, detta  $R_i$  la risposta relativa alla componente nella direzione  $i$  dell'azione, ed  $R_T$  la risposta totale:

$$R_T = \sqrt{\sum R_i^2}$$

**Criterio 2: valido anche** se si adotta una analisi di tipo non lineare, si devono considerare tutte le combinazioni ottenute con una componente presa al 100% e le altre prese al 30% ed agenti contemporaneamente. Pertanto ciascuna combinazione, detta  $R_i$  la componente dell'azione nella direzione  $i$ , ed  $R_T$  l'azione sismica complessiva:

$$R_T = R_i + 0.3 \sum_{j \neq i} R_j, \text{ ove il segno di somma indica la contemporaneità dell'azione nell'analisi.}$$

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei carichi presenti con continuità nonché di un'aliquota dei sovraccarichi variabili.

Per i casi non esplicitamente contemplati, i sovraccarichi variabili 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.

In particolare, per i serbatoi, i contenitori, e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, salvo quanto specificato nella presente norma, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

Le azioni sismiche vengono definite in modo per indipendente dal metodo di verifica previsto dalla Norma: tensioni ammissibili e stati limite.

#### **A.2.3.1 Descrizione dell'azione sismica**

L'azione sismica è caratterizzata dalla intensità e dal contenuto in frequenza. L'intensità sismica è definita in termini di accelerazione massima del terreno  $a_g$ .

I valori di  $\alpha = a_g/g$ , ove  $g$  è l'accelerazione di gravità, per lo stato limite ultimo (SLU) e lo stato limite di danno (SLD) sono riportati nella Tabella A.2.6:

Tabella A.2.6

Categoria sismica	Valore di $\alpha = a_g/g$ (SLU)	Valore di $\alpha = a_g/g$ (SLD)
<b>S1</b>	0,45	0,17
<b>1</b>	0,36	0,13
<b>2</b>	0,27	0,10
<b>3</b>	0,18	0,07

Per strutture di particolare importanza, deve adottarsi una protezione maggiore amplificando i valori di  $a_g$  riportati in tabella per il coefficiente di protezione sismica  $I$ , variabile da 1 a 1.4, secondo i criteri definiti al punto A.2.4.2.

Il contenuto in frequenza è definito convenzionalmente dallo spettro elastico di cui al punto A.2.5.2. Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto A.2.5.5.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico, diverso da quello delle componenti orizzontali, come precisato al punto A.2.5.2.

In generale ciascuna componente dell'azione sismica risulta quindi definita dallo spettro elastico dato dal prodotto  $S_e(T)$  I  $a_g$ :

### A.2.3.2 Coefficiente di protezione sismica $I$

Per le opere la cui resistenza al sisma è 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  $I = 1,0$ .

### A.2.3.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è definito mediante la forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ( $a_g$ ) del terreno che caratterizza il sito relativa allo stato limite considerato (**SLU** o **SLD**) e definita al punto A.2.3.1.

#### Componente orizzontale dello spettro di risposta elastico relativo allo **SLU**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**, riferito ad uno smorzamento del 5%, è dato dalle espressioni seguenti :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = \varepsilon \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = \varepsilon \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (A.2.1) \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = \varepsilon \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = \varepsilon \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali:

$\varepsilon$  è il coefficiente di fondazione

$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$  è un fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  diverso dal 5% ( $\eta=1$  per  $\xi=5\%$ );

$T$  è il periodo di risposta dell'oscillatore semplice considerato

$T_B, T_C, T_D$  sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalle caratteristiche geotecnico-stratigrafiche locali;

I valori di  $\varepsilon, T_B, T_C, T_D$  per le classi di suolo definite al punto A.2.2, sono riportati nella tabella A.2.7.

Tabella A.2.7 - Parametri dello spettro di risposta elastico per lo **SLU** (componenti orizzontali)

Categoria suolo	$\varepsilon$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A</b>	1,00	0,15	0,40	2,00
<b>B</b>	1,25	0,15	0,60	2,00
<b>C</b>	1,35	0,20	0,80	2,00

#### Componente orizzontale dello spettro di risposta elastico relativo allo **SLD**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLD**, riferito ad uno smorzamento del 5%, ha le stesse espressioni A.2.1 già viste per lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**. I valori di  $\varepsilon, T_B, T_C, T_D$  per le categorie di suolo definite al punto A.2.2, sono riportati nella tabella A.2.8.

Tabella A.2.8 - Parametri dello spettro di risposta elastico per lo **SLD** (componenti orizzontali)

Categoria suolo	$\varepsilon$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,50	0,05	0,25	1,20
C	1,80	0,10	0,30	1,20

#### Componente verticale dello spettro di risposta elastico relativo allo **SLU**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato della componente verticale relativa allo **SLU**, riferito ad uno smorzamento del 5%, ha le stesse espressioni A.2.1 già viste per lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**. I valori di  $\varepsilon$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  per le categorie di suolo definite al punto A.2.2, sono riportati nella tabella A.2.9.

Tabella A.2.9 - Parametri dello spettro di risposta elastico per lo **SLU** (componente verticale)

Categoria suolo	$\varepsilon$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B,C	1,08	0,05	0,15	1,00

#### Componente verticale dello spettro di risposta elastico relativo allo **SLD**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato della componente verticale relativa allo **SLD**, riferito ad uno smorzamento del 5%, ha le stesse espressioni A.2.1 già viste per lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**. I valori di  $\varepsilon$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  per le categorie di suolo definite al punto A.2.2, sono riportati nella tabella A.2.10.

Tabella A.2.10 - Parametri dello spettro di risposta elastico per lo **SLD** (componente verticale)

Categoria suolo	$\varepsilon$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B,C	0,54	0,05	0,15	1,00

#### A.2.3.4 Spostamenti del terreno

In mancanza di valutazioni più accurate, gli spostamenti massimi e gli spostamenti relativi potranno essere valutati secondo le formulazioni procedimento di seguito indicate.

Quando sia possibile riferirsi alle classi A, B, C di terreno di cui al punto A.2., il valore dello spostamento massimo del terreno in un punto può valutarsi con l'espressione:

$$d = 0,025 a_g T_c T_d I \varepsilon$$

ove  $a_g$  è l'accelerazione massima del terreno,  $T_c$  e  $T_d$  sono i periodi ove lo spettro di risposta elastico passa da zona ad accelerazione costante a zona a velocità costante e da zona a velocità costante a zona a spostamento costante, definiti per lo **SLD** e per lo **SLU** in tabella 2.7, 2.8, 2.9, 2.10.

Gli spostamenti relativi del terreno dipendono dalla intensità dell'azione sismica dalla distanza tra i punti ove si misura lo spostamento e dalla variabilità geomorfologica dei suoli.

In mancanza di valutazioni più accurate, gli spostamenti relativi potranno essere valutati secondo il procedimento di seguito indicato.

Quando sia possibile riferirsi alle classi A, B, C di terreno di cui al punto A.2. detto  $d_i$ , lo spostamento massimo del terreno nel punto  $i$ , lo spostamento relativo  $d_{rel}$  tra due punti  $i$  e  $j$  posti a distanza tali da poter essere assunto non correlato è non minore del valore:  $d_{rel} = 1.25 \sqrt{d_i^2 + d_j^2}$

Per punti posti a distanti distanza intermedie  $L$  lo spostamento relativo  $d_{ij}$  può valutarsi con la espressione seguente:



$$d_{ij} = I \cdot a_g \left[ d_0 + \frac{a(\ln L)^b}{10^5} \right] ; L > 1(\text{m})$$

i valori dello spostamento relativo a distanza piccola  $d_0$ , e delle costanti  $a$  e  $b$  sono dati nella tabella seguente:

Terreno in i	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Terreno in j	$d_0$ (m)			$a$			$b$		
A	0	0.007	0.03	17	1.4	17	2.5	3.9	2.9
B	.	0	0.02	.	14.3	29	.	2.9	2.9
C	.	.	0	.	.	266	.	.	1.9

Per strutture di dimensione limitata, sino a 30 m, nel caso di terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi riconducibili alla classificazione di cui al punto A.2.2, possono usarsi i valori degli spostamenti relativi del terreno tra punti distanti  $L$  valutati secondo la seguente espressione:

$$d_{ij}(L) = I \cdot a_g (d_0/100 + a L/10^5) \text{ (in metri)}$$

i valori dello spostamento relativo a distanza piccola  $d_0$ , e della costante  $a$  sono dati nella tabella seguente:

Terreno in i	A	B	C	A	B	C
Terreno in j	$d_0$ (m)			$a$		
A	0	0.007	0.03	12.4	3.4	16.7
B	.	0	0.02	.	16.7	30
C	.	.	0	.	.	104

#### A.2.4 Definizione delle azioni sismiche di progetto nel metodo di verifica alle tensioni ammissibili

La verifica di resistenza si esegue con l'azione associata alla zona sismica relativa al sito di progetto, per la zonazione relativa al collasso. La verifica del danneggiamento si esegue con l'azione associata alla zona sismica relativa al sito di progetto, per la zonazione relativa al danno. Quando la classificazione per il collasso e per il danno del sito coincidono, il coefficiente di intensità  $C$  di seguito definito coincide, quando il sito abbia classificazione diversa per il collasso e per il danno le due azioni differiscono. In tal caso dovrà comunque essere verificato che lo stato tensionale nella verifica per l'azione relativa al danno non superi la tensione ammissibile, assumendo comunque per il coefficiente di struttura  $\beta$ , definito nel seguito, il valore 1.

##### A.2.4.1 Analisi statica

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata per costruzioni con struttura regolare e con elementi di luce corrente.

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

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

$$F_h = C \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon$$

essendo:

$W$  = il peso complessivo delle masse =  $\Sigma W_i$

Il parametro  $I$ , detto coefficiente di protezione sismica, è stato definito al punto A.2.3.2

I parametri  $C$ ,  $\beta$  ed  $\varepsilon$  ed i relativi valori sono definiti al punto successivo.

La forza  $F_h$  deve considerarsi distribuita sia planimetricamente che altimetricamente in modo da simulare con buona approssimazione gli effetti dinamici del sisma.

Il "peso" da considerare per la valutazione delle azioni sismiche è ricavato dalla seguente formula

$$W_i = G_i + s \cdot Q_i$$

con  $s$  definito nella Tabella A.2.1.

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

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon$$

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

Tale insieme di forze deve considerarsi diretto sia verso l'alto, sia verso il basso, mediante due distinte combinazioni di carichi.

Tabella A.2.1

Locale	Coefficiente (s)
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi	0,33
Edifici o parti di edifici suscettibili di affollamento (uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0,50
Locali suscettibili di grande affollamento (sale per convegni o spettacoli, chiese, tribune, negozi, biblioteche, archivi, depositi, magazzini, laboratori, officine, rimesse, parcheggi, contenitori, scale, ecc.)	1,00
Ponti cittadini e per strade con grande scorrimento	0,50
Ponti per strade ordinarie	0,00

#### A.2.4.2 Analisi dinamica

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

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

dove:

$a$  = accelerazione spettrale

$g$  = accelerazione di gravità

Coefficiente di intensità sismica  $C$

	<b>S1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
--	-----------	----------	----------	----------

<b>C</b>	0,15	0,12	0,09	0,06
----------	------	------	------	------

### *Coefficiente di risposta $R$*

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

per  $T_0 > 0,8$  secondi  $R = 0,862/T_0^{2/3}$

per  $T_0 \leq 0,8$  secondi  $R = 1,0$

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

### *Coefficiente di fondazione $\varepsilon$*

Il coefficiente di fondazione  $\varepsilon$  viene definito, in funzione del terreno di fondazione, in base alla successiva tabella A.2.2.

*Tabella A.2.2*

<b>Classe del sottosuolo</b>	<b><math>\varepsilon</math></b>
<b>A</b>	1,00
<b>B</b>	1,25
<b>C</b>	1,35

### *Coefficiente di struttura $\beta$*

Il coefficiente di struttura  $\beta$  dipende dalla duttilità strutturale; esso è tanto maggiore quanto meno duttile è la struttura. Il valore di  $\beta$  è definito nella parte C della norma. Se la struttura non è regolare in pianta o in elevazione  $\beta$  deve essere incrementato di un fattore pari a 1.25.

#### **A.2.4.3 Spostamenti e deformazioni**

Le azioni definite ai punti A.2.1 e A.2.2 consentono di ricavare le sollecitazioni di verifica, ma non gli spostamenti. La verifica ai fini della sicurezza strutturale richiede, oltre al controllo tensionale, che, nell'ipotesi di terremoto distruttivo, non si abbiano crolli dovuti a sconnessioni per eccessivo spostamento e che, per terremoti più frequenti di quello distruttivo, non vi sia perdita di funzionalità. Quest'ultima condizione viene ottenuta controllando che non vi sia danneggiamento nelle componenti non strutturali, per eccessiva distorsione.

Gli spostamenti effettivi dovuti all'azione sismica si ottengono moltiplicando per un fattore  $\lambda$  i valori ottenuti mediante l'analisi statica o dinamica con le azioni definite ai precedenti punti A.2.4.1 e A.2.4.2, valutate con  $\beta=1$  indipendentemente dalla duttilità strutturale.

I valori del moltiplicatore  $\lambda$ , da adottare per le verifiche di funzionalità, legate ai componenti non strutturali, sono riportati nella Tabella A.2.3:

*Tabella A.2.3*

<b>Coefficiente di protezione <math>I</math></b>	<b>Coefficiente <math>\lambda</math></b>
I=1.0	$\lambda=2,5$
I=1.2	$\lambda=2,5$
I=1.4	$\lambda=2,5$

La valutazione degli spostamenti per le verifiche relative alle sconnessioni associate alla sicurezza strutturale, si effettua con il moltiplicatore  $\lambda=9$ .

#### A.2.4.4 Spostamenti massimi e spostamenti relativi del terreno

Gli spostamenti massimi e gli spostamenti relativi da adottare per le verifiche sono quelli definiti al punto A.2.3.4. Tali valori sono da adottare al fine delle verifiche di sconnessione.

Al fine delle verifiche di resistenza essi potranno essere valutati sostituendo al valore di  $a_g$  il valore  $(10 I \beta C/2.5)$ , ove  $I$ ,  $\beta$  e  $C$  sono stati definiti ai punti A.2.3.2 ed A.2.3.3.

Per strutture di dimensione limitata, nel caso di terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi riconducibili alla classificazione di cui al punto A.2.2, possono usarsi i valori degli spostamenti relativi del terreno tra punti distanti  $L$  valutati secondo la seguenti espressioni:

ai fini della verifica di resistenza:

$$d_{ij}(l) = 10 \cdot I \cdot \beta \cdot C/2.5 (d_0/100 + a L/10^5) \text{ (in metri)}$$

ai fini della verifica di di compatibilità degli spostamenti:

$$d_{ij}(l) = I a_g (d_0/100 + a L/10^5) \text{ (in metri)}$$

i valori dello spostamento relativo a distanza piccola  $d_0$ , e della costante  $a$  sono dati nella tabella seguente:

Terreno in i	A	B	C	A	B	C
Terreno in j	$d_0$ (m)			$a$		
A	0	0.007	0.03	12.4	3.4	16.7
B	.	0	0.02	.	16.7	30
C	.	.	0	.	.	104

Nel caso di strutture tra loro scollegate lo spostamento relativo  $D_{rel}$  comprensivo dello spostamento del terreno, può essere ottenuto sommando gli spostamento relativo  $d_{ij}$  del terreno allo spostamento relativo tra le struttutte  $\delta_{12}$  dovuto alla sola risposta strutturale.

$$D_{rel} = d_{ij} + \delta_{12}$$

Quest' ultimo si ottiene con la seguente espressione:

$$\delta_{12} = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2}$$

ove  $\delta_1$  e  $\delta_1$  sono gli spostamenti delle due strutture in assenza di moto non sincro.

Qualora gli spostamenti relativi causino sconnessione si incrementerà il valore di  $D_{rel}$  di un fattore 1.4

#### A.2.5 Definizione delle azioni sismiche di progetto nel metodo di verifica agli stati limite.

### **A.2.5.1 Spettri di risposta di progetto**

Ai fini del progetto, per la determinazione delle sollecitazioni degli elementi strutturali evitando il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ . I valori numerici del fattore  $q$  vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali, come indicato nella parte **C** della normativa sismica.

L'azione sismica di progetto è in tal caso data da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ( $a_g$ ) del terreno che caratterizza il sito relativa allo stato limite considerato (**SLU** o **SLD**) e definita al punto A.2.5.1.

#### **Componente orizzontale dello spettro di risposta di progetto relativo allo SLU**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**, riferito ad uno smorzamento del 5%, è dato dalle espressioni seguenti :

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_d(T) = I \cdot \varepsilon \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - 1 \right) \right) \\ T_B \leq T < T_C & S_d(T) = I \cdot \varepsilon \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T < T_D & S_d(T) = I \cdot \varepsilon \cdot \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_d(T) = I \cdot \varepsilon \cdot \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (\text{A.2.3})$$

e comunque  $S_d(T) \geq 0,2$ .

Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico già visti nel caso dello spettro di risposta elastico normalizzato; i parametri assumono, per le diverse categorie di terreno, i valori riportati nella tabella A.2.7.

Gli spostamenti si valutano senza considerare la riduzione dovuta a  $q$ , ponendo  $q=1$ .

#### **Componente orizzontale dello spettro di risposta di progetto relativo allo SLD**

Lo spettro di risposta elastico normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLD**, riferito ad uno smorzamento del 5%, ha le stesse espressioni A.2.3 usate per lo spettro di risposta di progetto normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**. I valori di  $\varepsilon$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  per le categorie di suolo definite al punto A.2.2, sono riportati nella tabella A.2.8. Per tutte le tipologie costruttive si adotta il coefficiente di struttura pari al minimo tra  $q=1,8$  ed il valore di  $q$  definito al punto **C** utilizzato per le verifiche allo **SLU**.

Gli spostamenti si valutano senza considerare la riduzione dovuta a  $q$ , ponendo  $q=1$ .

#### **Componente verticale dello spettro di risposta di progetto relativo allo SLU**

Per lo spettro di risposta di progetto normalizzato della componente verticale relativa allo **SLU** si adottano le stesse espressioni A.2.3 usate per lo spettro di risposta di progetto normalizzato delle componenti orizzontali relative allo **SLU**, ma utilizzando i parametri della tabella A.2.9. Per tutte le tipologie costruttive si adotta il coefficiente di struttura  $q=1,5$ .

Gli spostamenti si valutano senza considerare la riduzione dovuta a  $q$  ponendo  $q=1$ .

#### **Componente verticale dello spettro di risposta di progetto relativo allo SLD**

Per lo spettro di risposta di progetto normalizzato della componente verticale relativa allo **SLD** si adottano le stesse espressioni A.2.3 usate per lo spettro di risposta di progetto normalizzato delle

componenti orizzontali relative allo SLU, ma utilizzando i parametri della tabella A.2.10. Per tutte le tipologie costruttive si adotta il coefficiente di struttura  $q=1,5$ .

Gli spostamenti si valutano senza considerare la riduzione dovuta a  $q$ , ponendo  $q=1$ .

#### A.2.5.2 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite (ultimo e di danno) potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi. Gli accelerogrammi dovranno essere coerenti con lo spettro di risposta elastico di cui al punto A.2.5.2. La durata degli accelerogrammi dovrà essere coerente con la magnitudo e con gli altri parametri fisici relativi agli eventi che determinano la scelta del valore di  $a_g$ . In assenza di studi specifici la durata minima  $\Delta$  della parte stazionaria degli accelerogrammi avrà i valori indicati in Tabella A.2.11.

Tabella A.2.11 - Durata della parte stazionaria  $\Delta$  degli accelerogrammi

$\alpha = a_g/g$	$\leq 0,10$	0,20	0,30	$\geq 0,40$
$\Delta$ (sec)	10	15	20	25

Per valori di  $\alpha$  intermedi tra 0,10 e 0,40 è consentita l'interpolazione lineare.

Il numero di accelerogrammi da adottare deve essere almeno pari a 4 e comunque tale da dar luogo ad una stima stabile del valore medio della risposta. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi 0,15÷3,0 secondi.

#### A.2.5.2 Spostamenti massimi e spostamenti relativi del terreno

Gli spostamenti massimi e gli spostamenti relativi da adottare per le verifiche sono quelli definiti al punto A.2.3.4. Tali valori sono da adottare al fine delle verifiche di sconnessione.

Al fine delle verifiche di resistenza essi potranno essere valutati sostituendo al valore di  $a_g$  il valore  $a_g/q$

Per strutture di dimensione limitata, nel caso di terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi riconducibili alla classificazione di cui al punto A.2.2, possono usarsi i valori degli spostamenti relativi del terreno tra punti distanti  $L$  valutati secondo la seguenti espressioni:

ai fini della verifica di resistenza:

$$d_{ij}(l) = 10 \cdot I \cdot (a_g/q) (d_0/100 + a L/10^5) \quad (\text{in metri})$$

ai fini della verifica di compatibilità degli spostamenti:

$$d_{ij}(l) = I a_g (d_0/100 + a L/10^5) \quad (\text{in metri})$$

i valori dello spostamento relativo a distanza piccola  $d_0$ , e della costante  $a$  sono dati nella tabella seguente:

Terreno in i	A	B	C	A	B	C
--------------	---	---	---	---	---	---

Terreno in j	d <sub>0</sub> (m)			a		
A	0	0.007	0.03	12.4	3.4	16.7
B	.	0	0.02	.	16.7	30
C	.	.	0	.	.	104

Nel caso di strutture tra loro scollegate lo spostamento relativo  $D_{rel}$  comprensivo dello spostamento del terreno, può essere ottenuto sommando gli spostamento relativo  $d_{ij}$  del terreno allo spostamento relativo tra le strutture  $\delta_{12}$  dovuto alla sola risposta strutturale.

$$D_{rel} = d_{ij} + \delta_{12}$$

Quest' ultimo si ottiene con la seguente espressione:

$$\delta_{12} = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2}$$

ove  $\delta_1$  e  $\delta_2$  sono gli spostamenti delle due strutture in assenza di moto non sincrono.

Qualora gli spostamenti relativi causino sconnessione si incrementerà il valore di  $D_{rel}$  di un fattore 1.4

#### ***A.2.5.3 Combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni.***

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni.

$$E_U + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad \text{SLU}$$

$$E_D + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad \text{SLD}$$

dove:

$E_{U,D}$  azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_K$  carichi permanenti al loro valore caratteristico

$P_K$  valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile  $Q_i$ ;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto dei seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

## **B - CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica ovvero mediante un'analisi dinamica, seguendo i criteri generali di cui al precedente punto A.

Possono, in alternativa, eseguirsi analisi più approfondite, con procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Le costruzioni devono essere progettate in modo da garantire, per quanto possibile un comportamento duttile sia a livello globale che locale, con un adeguato rispetto della gerarchia delle resistenze. L'entità delle azioni sismiche di progetto dipende direttamente dalla duttilità disponibile. Al fine di raggiungere gli obiettivi prefissati per la progettazione, si seguiranno le prescrizioni riportate nei punti **B** e **C** della presente norma.

Le costruzioni nelle quali sia prevista l'introduzione di isolatori sismici, di qualunque tipo, possono essere realizzate previa dichiarazione di idoneità del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio.

Analoga dichiarazione deve essere richiesta per i sistemi costruttivi contenenti dispositivi di dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma.

### **B.1 Regolarità negli edifici**

Criterio sufficiente per l'attribuzione della "regolarità" ad un edificio è il rispetto di tutte le condizioni appresso indicate per la regolarità in pianta e in elevazione.

#### ***Regolarità in pianta***

Un edificio è regolare in pianta se:

- la struttura dell'edificio presenta planimetricamente una sostanziale doppia simmetria ortogonale nei confronti della distribuzione sia delle rigidezze 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 o sporgenze 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***

Un edificio è regolare in elevazione se:

- tutti i sistemi resistenti dell'edificio si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- massa e rigidezza si mantengono costanti lungo l'altezza o si riducono gradualmente senza brusche variazioni (le variazioni di massa e rigidezza fra piani contigui non superano il 20%);
- eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale risultando, ad ogni piano, l'eventuale rientro non superiore al 30% della corrispondente dimensione del primo piano né al 10% della corrispondente dimensione del piano immediatamente sottostante

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.

Per l'attribuzione della "regolarità" ad un edificio il progettista potrà adottare criteri alternativi a quelli sopra enunciati, purché esaurientemente motivati.



## B.2 Analisi statica

E' 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 presuppongono il possesso, da parte della struttura, dell'attributo della "regolarità".

## B.3 Analisi dinamica

E' consentito, nell'analisi modale, di semplificare il problema della valutazione della risposta dinamica utilizzando un numero di modi inferiore al numero di gradi di libertà, e tale comunque da riprodurre con accuratezza la risposta.

La massa percentuale totale attivata in ciascuna direzione deve essere superiore all'85% della massa totale.

Per quanto riguarda la combinazione dei diversi modi di vibrare, si assumono due eccitazioni orizzontali, secondo la direzione  $x$ , ed  $y$  rispettivamente, prefissate dal progettista.

## B.4 Verifiche

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti a carattere generale, devono soddisfare le verifiche inerenti:

a) il controllo degli stati di tensione o di sollecitazione

b) il controllo degli spostamenti, ove necessario

stabilite nei *Criteria generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi* emanate ai sensi dell'art.1 della legge 2 febbraio 1974, n.64.

Il controllo dello stato di tensione o sollecitazione consiste nel verificare che, per la combinazione di carico sismica, non si superi lo stato di tensione ammissibile o la resistenza ultima della struttura. Per le costruzioni ricadenti in zone classificate per lo **SLU** l'azione è quella relativa alla zona di classificazione con i valori di  $\beta$  e  $q$  corrispondenti.

Per le costruzioni ricadenti in zone classificate per lo **SLD** l'azione è quella relativa alla zona di classificazione con i valori di  $\beta=1$  e  $q$  il minimo tra  $q=1.8$  ed il valore definito al punto **C** ed utilizzato per le verifiche allo **SLU**.

Per le costruzioni ricadenti in zone non classificate come sismiche per lo **SLU**, ma classificate sismiche per lo **SLD** è comunque richiesto il controllo degli stati di tensione o di sollecitazione.

## B.5 Fondazioni

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione vanno eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno. Nel caso in cui la struttura sia stata verificata col metodo delle tensioni ammissibili, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori nominali delle azioni. Nel caso in cui la struttura sia stata verificata col metodo degli stati limite, le massime sollecitazioni sul terreno saranno calcolate con riferimento ai valori caratteristici delle azioni assumendo  $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P$  e  $\gamma_Q$  pari ad uno.

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

In relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, la fondazione deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

a) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; ogni collegamento deve essere proporzionato in modo che sia in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali applicati alle estremità. E' consentito omettere tali collegamenti in presenza di roccia o, comunque, di terreni dotati di caratteristiche meccaniche elevate, nonché in zone sismiche di categoria 3 per lo **SLU**; in

tutti gli altri casi, in mancanza di collegamenti, la struttura deve essere verificata per gli spostamenti orizzontali relativi del terreno tra i punti non collegati.

## C - EDIFICI

Per gli edifici, in particolare per gli edifici in muratura ordinaria ed armata, per gli edifici con strutture intelaiate e per gli edifici esistenti, valgono le norme riportate nei paragrafi che seguono, in aggiunta alle disposizioni generali contenute nelle norme *Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*.

### C.1 Sistemi costruttivi

Gli edifici possono essere costruiti con:

- a) struttura in muratura ordinaria o in muratura armata;
- b) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, 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 prefabbricati in muratura armata;
- d) struttura in legno.

### C.2 Altezza massima dei nuovi edifici

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici, rappresentata dalla massima differenza di livello fra il 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 negli edifici in piano i limiti riportati nella 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

Categoria sismica	Altezza massima (m)			
	3	2	1	S1
Tipo di struttura				
Legno	10	7	7	7
Muratura ordinaria	16	11	7,5	7,5
Muratura armata	25	19	13	13
Pannelli portanti	32	25	16	16
Intelaiatura	nessuna limitazione			

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrini delle 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 d'imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di quattro metri i limiti stabiliti dalla 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 legno è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato, la cui altezza non può superare i quattro metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legno.

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

Quando un edificio, 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 sua altezza H, per ciascun fronte dell'edificio verso strada, valutata con i criteri di cui al punto C.2., non può superare i seguenti valori, espressi in metri:

per  $L < 3$   $H = 3$   
per  $3 \leq L \leq 11$   $H = L$   
per  $L > 11$   $H = 11 + 3 \cdot (L-11)$

in cui con L viene indicata la minima distanza tra il contorno dell'edificio e il ciglio opposto della strada.

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 inedificabile 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 dalle carreggiate, 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, una altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

Nelle zone a bassa sismicità (Categoria sismica 3) di cui all'art. 18 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, devono essere rispettate solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.

Le strutture secondarie e gli elementi non strutturali che si trovano al di sopra dei piani di copertura devono essere efficacemente ancorati alla struttura principale.

## **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 formino organismi distaccati, essi devono essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h) = h / 100$$

ove d (h) è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dallo spiccatto delle strutture in elevazione.

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

## **C.5 Edifici in muratura**

### **C.5.1 Regole generali**

Gli edifici in muratura debbono essere realizzati nel rispetto del decreto ministeriale 20 novembre 1987, «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento», ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni, ove non in contrasto con le presenti norme.

In particolare, alle predette Norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali e artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Sia per gli edifici in muratura ordinaria, di cui al seguente punto C.5.2., che per quelli in muratura armata, di cui al seguente punto C.5.3., debbono inoltre essere soddisfatti i seguenti requisiti:

a) a resistenza caratteristica a compressione  $f_{bk}$  degli elementi artificiali deve risultare non inferiore ai seguenti valori:

7 N/mm<sup>2</sup> per gli elementi pieni;

5 N/mm<sup>2</sup> per gli elementi semipieni nella direzione dei carichi verticali;

1,5 N/mm<sup>2</sup> per gli elementi semipieni nella direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura

b) le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, comprese quelle esercitate ad esempio da archi e volte, e valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere eliminate con tiranti o cerchiature oppure riportate alle fondazioni mediante idonee disposizioni strutturali;

c) i solai devono assolvere, oltre alla funzione portante dei carichi verticali, quella di ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri maestri;

d) i cordoli, in corrispondenza dei solai di piano e di copertura devono avere larghezza pari a quella della muratura sottostante; è consentita una riduzione di larghezza fino a 6 cm per l'arretramento del filo esterno; l'altezza di detti cordoli deve essere almeno pari a quella del solaio, e comunque non inferiore a cm 15; l'armatura deve essere di almeno 8 cm<sup>2</sup> con diametro non inferiore a 16 mm; le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm;

e) nei solai le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso e comunque non inferiore a cm 12; le travi metalliche devono essere munite di appositi ancoraggi;

f) in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali sono prescritte, su entrambi i lati, zone di muratura di lunghezza pari ad almeno 1 metro; tali lunghezze si intendono comprensive dello spessore del muro ortogonale;

g) nel piano interrato o seminterrato è ammesso realizzare i muri in calcestruzzo armato con spessori almeno pari a quelli del piano sovrastante.

I controlli sui materiali vanno obbligatoriamente effettuati, secondo quanto previsto nel decreto ministeriale 20 novembre 1987 ed eventuali modifiche ed integrazioni, sia all'origine, 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 sui controlli 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.

E' 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**

Gli edifici in muratura ordinaria devono essere costruiti nel rispetto delle seguenti prescrizioni:

a) la pianta dell'edificio deve essere il più possibile compatta e simmetrica rispetto ai due assi ortogonali; in particolare, nel caso di pianta rettangolare, il rapporto tra lato minore e lato maggiore, al netto dei balconi, non deve risultare inferiore ad 1/3. La distribuzione delle aperture

dei muri, in pianta e in alzato, deve essere tale da garantire, per quanto possibile, la simmetria strutturale;

- b) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interasse non superiore a 7 metri;
- c) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsati nella muratura;
- d) 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 punto C.5.1., lettera d);
- e) la distanza massima fra lo spiccato delle fondazioni e l'intradosso del primo solaio o fra due solai successivi non deve superare 5 metri, fermo restando l'obbligo di garantire per i setti murari una snellezza inferiore a 12;
- f) la muratura portante deve essere realizzata con elementi artificiali pieni o semipieni, ovvero con elementi di pietra squadrata, con l'impiego di malta cementizia. è ammesso per gli edifici con non più di due piani fuori terra l'uso di muratura listata con l'impiego di malta cementizia. La listatura deve essere realizzata mediante fasce di conglomerato semplice o armato oppure mediante ricorsi orizzontali costituiti da almeno tre corsi in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,6 m ed estesi a tutta la lunghezza e a tutto lo spessore del muro; gli spessori dei muri devono essere non inferiori a quelli indicati nella seguente Tabella 2:

Tabella 2

<b>spessori dei muri in pietrame listato</b>				
<b>Categoria sismica</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>S1</b>
<b>Piano secondo</b>	40	40	50	50
<b>Piano primo</b>	40	40	65	65
<b>Piano cantinato</b>	55	55	80	80

- g) lo spessore delle murature deve essere non inferiore a 24 cm, al netto dell'intonaco;
- h) le murature debbono presentare in fondazione un aumento di spessore di almeno 20 cm;
- i) le aperture praticate nei muri portanti devono essere verticalmente allineate; in alternativa, ai fini della valutazione dell'area resistente di cui alla lettera l) si prendono in considerazione per la verifica del generico piano esclusivamente le porzioni di muri che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni;
- l) nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali semipieni, ovvero in pietra naturale squadrata con elementi di resistenza caratteristica a compressione non inferiore a  $3 \text{ N/mm}^2$ , l'area della sezione di muratura resistente alle azioni orizzontali, espressa come percentuale della superficie totale dell'edificio, e valutata al netto delle aperture, non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, ai valori di cui alle tabelle 4a e 4b in funzione della sismicità della zona. Dette percentuali devono essere rispettate in entrambe le direzioni principali. Nel caso di murature realizzate mediante blocchi artificiali pieni, l'area suddetta non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle tabelle 4a e 4b dividendo ciascuna percentuale per 1,25.

Nel caso di murature realizzate in pietra naturale squadrata, costituita da elementi di resistenza caratteristica inferiore a  $3 \text{ N/mm}^2$ , l'area suddetta deve essere adeguatamente incrementata sulla base di motivate valutazioni e comunque non deve essere inferiore, per ciascun piano di verifica, alle percentuali che si ottengono dalle Tabelle 3a e 3b moltiplicando ciascuna percentuale per il rapporto  $3/f_{bk}$  ove  $f_{bk}$  è il valore della resistenza caratteristica degli elementi, espresso in  $\text{N/mm}^2$ .

Tabella 3a

	<b>Area resistente ai vari piani (%) (Categoria sismica S1 ed 1)</b>			
	piano I	piano II	piano II	piano IV
<b>Edifici a 1 piano</b>	6	-	-	-
<b>Edifici a 2 piani</b>	6	6	-	-
<b>Edifici a 3 piani</b>	7	6	6	-
<b>Edifici a 4 piani</b>	7	7	6	6

Tabella 3b

	Area resistente ai vari piani (%) (Categoria sismica 2 e 3)				
	piano I	piano II	piano III	piano IV	piano V
<b>Edifici a 1 piano</b>	5	-	-	-	-
<b>Edifici a 2 piani</b>	5	5	-	-	-
<b>Edifici a 3 piani</b>	6	5	5	-	-
<b>Edifici a 4 piani</b>	6	6	5	5	-
<b>Edifici a 5 piani</b>	7	7	6	6	5

Non sono da prendere in considerazione, ai fini del calcolo della percentuale di muratura resistente, i muri aventi rapporto altezza/lunghezza superiore a 3.

Deve inoltre risultare, per ciascun piano di verifica:

- *per le verifiche di sicurezza condotte utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili*

$$\sigma = N/(0,50 A) \leq \bar{\sigma}_m$$

con il seguente significato dei simboli:

N = carico verticale totale relativo al piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame;

$\bar{\sigma}_m$  = tensione base ammissibile della muratura, prevista, per le varie classi di resistenza caratteristica a compressione della muratura.

- *per le verifiche di sicurezza condotte utilizzando il metodo agli stati limite*

$$N_d \leq 0,50 f_d A$$

con il seguente significato dei simboli:

$N_d$  = carico verticale totale di calcolo relativo al piano in esame;

A = area totale, al netto delle aperture, dei muri resistenti al piano in esame;

$f_d$  = resistenza di calcolo della muratura, prevista, per le varie classi di resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Tale verifica deve essere effettuata, di regola, per i muri del piano più basso dell'edificio nonché per i muri di ogni piano per il quale si determini almeno una delle seguenti situazioni:

- gli spessori di uno o più muri risultino minori dei corrispondenti spessori del piano inferiore;

- l'incidenza delle aperture risulti superiore a quella relativa al piano inferiore;

m) il sovraccarico non deve essere superiore a 4,00 kN/m<sup>2</sup>.

Ove siano rispettate tutte le precedenti prescrizioni, la verifica rispetto alle azioni sismiche può essere omessa, ferma restando la necessità delle verifiche previste dagli appositi decreti ministeriali nei riguardi dei carichi verticali e delle azioni orizzontali dovute al vento, nonché nei riguardi del terreno di fondazione.

Qualora non tutte le precedenti prescrizioni siano rispettate l'edificio deve essere verificato secondo quanto disposto al punto C.9.5, ferma restando la necessità delle verifiche citate nel precedente comma e il rispetto delle prescrizioni indicate al punto C.5.1.

### C.5.3 Edifici in muratura armata

#### C.5.3.1 Oggetto e ambito di applicazione

Per muratura armata s'intende quella costituita da elementi resistenti artificiali semipieni tali da consentire la realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali.

I blocchi devono essere collegati mediante malta di classe M2 - M1, che deve assicurare il riempimento sia dei giunti orizzontali sia dei giunti verticali.

L'armatura deve essere disposta concentrata alle estremità verticali ed orizzontali dei pannelli murari, definiti nel successivo punto C.5.3.4 e diffusa nei pannelli secondo le indicazioni dei successivi punti C.5.3.3.2 e C.5.3.3.3 Nel caso in cui la muratura sia impiegata per la realizzazione di edifici per i quali sia da attribuire al coefficiente di protezione sismica I, come definito nelle citate norme *Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi* emanate ai sensi dell'art.1 della legge 2 febbraio 1974, n.64, un valore maggiore di uno, detta armatura diffusa deve essere integrata dall'armatura diffusa definita nel successivo punto C.5.3.3.4.

E' ammessa la realizzazione di edifici mediante muratura armata non conforme alle presenti norme purché ne sia comprovata l'idoneità da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio.

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani ove alloggiavano le armature deve avere resistenza caratteristica cubica non inferiore a  $15 \text{ N/mm}^2$ .

### ***C.5.3.2 Concezione strutturale dell'edificio***

Ciascuna parete muraria realizzata con muratura armata, con o senza armatura diffusa, costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture, particolarmente resistente ad azioni ad essa complanari.

Tutte le pareti murarie devono essere di regola efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi; è ammissibile che alcuni degli orizzontamenti non costituiscano diaframma rigido, ma solo collegamento tra le pareti murarie opposte: in tal caso nell'analisi strutturale si deve non tenere conto della rigidità di tali orizzontamenti.

In ogni caso l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

### ***C.5.3.3 Dettagli costruttivi***

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata.

La disposizione dell'armatura deve essere studiata in modo da assicurarne la massima protezione nei confronti degli agenti corrosivi esterni; in ogni caso le distanze tra la superficie esterna di ciascuna barra e le superfici esterne del muro che la contiene devono essere non inferiori a cm 5. La conformazione degli elementi resistenti e la disposizione delle barre devono essere tali da permettere la realizzazione dello sfalsamento dei giunti verticali tra i blocchi, sia nel piano del muro che nel suo spessore.

#### ***C.5.3.3.1 Armature in corrispondenza delle aperture***

Lungo i bordi orizzontali delle aperture si deve disporre armatura la cui sezione trasversale complessiva deve essere quella richiesta dalle verifiche di sicurezza, e comunque non inferiore a  $3 \text{ cm}^2$  per ciascun bordo. Tale armatura deve essere prolungata ai lati dell'apertura per almeno 60 diametri.

#### ***C.5.3.3.2 Armature verticali***

L'armatura verticale deve essere disposta in corrispondenza degli innesti, degli incroci e dei bordi liberi dei pannelli murari, così come definiti nel successivo punto C.5.3.4; la sezione trasversale complessiva deve essere quella richiesta dall'analisi delle sollecitazioni, con un minimo di  $4 \text{ cm}^2$  per estremità. Altra armatura verticale, di sezione uguale a quella disposta alle estremità, si deve disporre nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interasse di 5 metri. Tutte le armature verticali devono essere estese all'intera altezza del pannello murario; nel caso in cui si abbia continuità verticale tra più pannelli, le corrispondenti armature devono essere collegate tra loro con



le modalità nel seguito precisate. Le armature che non proseguono oltre il cordolo devono essere a questo ancorate.

Le armature verticali devono essere alloggiare in vani di forma tale che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro. Di detti vani deve essere assicurato l'efficace e completo riempimento con malta o conglomerato cementizio.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che al crescere del carico lo snervamento dell'acciaio abbia luogo prima che venga meno il contenimento esercitato dagli elementi. In mancanza di dati sperimentali relativi agli elementi impiegati, o per fori in cui il diametro del cilindro inscrivibile sia superiore a 10 cm, le barre devono essere connesse per mezzo di idonei dispositivi meccanici, ovvero circondate da idonea staffatura per tutta la lunghezza della sovrapposizione, che deve essere assunta almeno pari a 60 diametri.

#### *C.5.3.3.3 Armature orizzontali*

In corrispondenza dei solai vanno disposti cordoli in calcestruzzo armato, secondo quanto prescritto al punto C.5.1, lettera d). Nei cordoli deve essere alloggiata l'armatura concentrata alle estremità orizzontali dei pannelli, di cui al punto C.5.3.1, fatti salvi i minimi di cui al punto C.5.1, lettera d).

Altra armatura orizzontale, che costituisce incatenamento, di sezione non inferiore a  $4 \text{ cm}^2$ , deve essere disposta nel corpo delle pareti, in modo da non eccedere l'interasse di 4 metri.

Tale armatura deve essere alloggiata all'interno di vani di dimensioni tali da permetterne il completo ricoprimento con la stessa malta usata per la muratura.

La lunghezza di sovrapposizione va assunta almeno pari a 60 diametri. Alle estremità dei muri le barre devono essere ripiegate nel muro ortogonale per una lunghezza pari ad almeno 30 diametri.

Ulteriori armature orizzontali di diametro non inferiore a 5 mm devono essere disposte nel corpo della muratura a interassi non superiori a 60 cm, collegate mediante ripiegatura alle barre verticali presenti alle estremità del pannello murario.

#### *C.5.3.3.4 Armatura diffusa*

Quando  $I > 1$ , al fine di migliorare la duttilità della muratura, l'armatura di cui ai punti precedenti deve essere costituita da barre orizzontali e verticali, di sezione non inferiore a  $0,2 \text{ cm}^2$  ciascuna, disposte nelle pareti murarie ad interassi non superiori al doppio dello spessore di ciascuna parete, e collegate mediante ripiegatura alle barre rispettivamente verticali e orizzontali presenti alle estremità del pannello murario. La sezione complessiva delle barre verticali non deve risultare inferiore allo 0,4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua lunghezza; la sezione complessiva delle barre orizzontali non deve risultare inferiore allo 0,4 per mille del prodotto dello spessore della parete per la sua altezza.

L'armatura diffusa orizzontale, se presente, s'intende sostitutiva di quella di cui all'ultimo comma del punto C.5.3.3.3.

#### ***C.5.3.4 Elementi strutturali resistenti all'azione sismica***

Si considerano, ai fini dell'analisi delle sollecitazioni, elementi strutturali resistenti all'azione sismica:

- i pannelli murari, definiti come porzioni di muratura comprese tra due diaframmi orizzontali successivi e tra due aperture o intersezioni che le limitano lateralmente;
- tutte le porzioni di muratura che connettono tra loro pareti verticali complanari.

Non vanno considerati resistenti all'azione sismica, ma solo ai carichi verticali, i pannelli murari per i quali comunque il rapporto tra l'altezza compresa tra due diaframmi orizzontali e la lunghezza in pianta superi 4. In tali pannelli deve comunque essere disposta l'armatura minima prevista al punto C.5.3.3.

Lo spessore netto delle pareti murarie resistenti all'azione sismica non deve essere inferiore al maggiore dei seguenti valori:

- 1/14 dell'altezza compresa tra due diaframmi orizzontali;

- cm 24.

### ***C.5.3.5 Analisi delle sollecitazioni sismiche e verifica degli elementi resistenti***

Per l'analisi delle sollecitazioni prodotte dall'azione sismica negli elementi resistenti si deve esaminare l'intero edificio nel suo complesso tridimensionale, come una struttura a setti portanti, tenendo conto dei diaframmi costituiti dai solai nella loro effettiva posizione.

E' consentita l'analisi statica secondo il metodo previsto per le strutture intelaiate di cui al punto C.6 delle presenti norme.

Nel caso che il calcolo sia condotto utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, va adottato per il calcolo dell'azione sismica, oltre ad un coefficiente di risposta  $R=1$ , un coefficiente di struttura  $\beta$  pari ad 1,5, riducibile a 1,4 qualora sia prevista l'armatura diffusa aggiuntiva, di cui al precedente punto C.5.3.3.4.

Nel caso che il calcolo sia condotto utilizzando il metodo agli stati limite, va adottato per il calcolo dell'azione sismica un fattore di struttura  $q$  pari a 2,5, aumentabile a 2,75 qualora sia prevista l'armatura diffusa aggiuntiva, di cui al precedente punto C.5.3.3.4.

Deve essere verificata la resistenza di ciascun elemento strutturale senza considerare una eventuale possibilità di redistribuzione delle azioni interne, e considerando nulla la resistenza a trazione della muratura.

Per gli edifici in muratura armata l'analisi delle sollecitazioni sismiche e la verifica degli elementi resistenti, di cui ai commi precedenti, è obbligatoria quando l'altezza dell'edificio superi i limiti previsti al punto C.2 per le costruzioni in muratura ordinaria. Negli altri casi è sufficiente che siano rispettate:

a) le prescrizioni di cui alle lettere a), b), e), g), h), i), l) e m) del punto C.5.2, con le seguenti modifiche: la distanza massima di cui alla lettera e) non deve superare 7 m, con snellezza dei setti murari comunque non superiore a 14; il coefficiente 0,50 riduttivo dell'area resistente totale di piano, che compare nell'espressione della tensione normale riportata alla lettera l), è elevato a 0,60; i limiti contenuti nelle tabelle 4a e 4b possono essere ridotti sottraendo 1,5 a ciascuno dei valori percentuali ivi indicati;

b) le prescrizioni di cui ai punti precedenti relativi agli edifici in muratura armata; in particolare, per le sezioni delle barre di armatura dei pannelli murari, si devono adottare almeno i valori minimi, che qui si ripetono: 3 cm<sup>2</sup> lungo i bordi orizzontali delle aperture; 4 cm<sup>2</sup> lungo i bordi verticali dei pannelli murari, così come definiti al punto C.5.3.4, e anche verticalmente nel corpo della muratura, qualora la lunghezza del pannello ecceda i 5 m; 4 barre di diametro minimo 16 mm all'interno dei cordoli in corrispondenza dei solai, con staffe di diametro minimo 6 mm ad interasse non superiore a 25 cm; 4 cm<sup>2</sup> per le barre disposte orizzontalmente nel corpo della muratura qualora l'altezza del pannello ecceda i 4 m; armature orizzontali di diametro non inferiore a 5 mm disposte nel corpo della muratura ad interassi non superiori a 60 cm.

### ***C.5.3.6 Metodo delle tensioni ammissibili***

Per le armature si adottano le tensioni ammissibili previste dalle vigenti norme sulle costruzioni di conglomerato cementizio armato.

Per le verifiche tensionali della muratura sotto le azioni sismiche, si adottano le tensioni ammissibili previste dalle vigenti norme sugli edifici in muratura, moltiplicate per il coefficiente 2.

### ***C.5.3.7 Metodo agli stati limite***

#### ***C.5.3.7.1 Stato limite di collasso***

Per le armature si adottano le resistenze di calcolo previste dalle vigenti norme sulle costruzioni di conglomerato cementizio armato.

Per le verifiche della muratura sotto le azioni sismiche, si adottano le resistenze di calcolo previste dalle vigenti norme sugli edifici in muratura, moltiplicate per il coefficiente 2.

#### *C.5.3.7.2 Stato limite di danno*

Per le costruzioni in muratura le verifiche di deformabilità relative allo stato limite di danno, sono assunte soddisfatte qualora sia soddisfatta la verifica di resistenza per l'azione sismica relativa alla classificazione per lo **SLD** con  $q=1.8$ .

#### **C.5.4 Strutture miste**

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché l'azione sismica sia integralmente affidata alla parte di muratura per la quale risultino rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti.

Particolare attenzione deve essere posta ai collegamenti fra elementi di tecnologia diversa, alla compatibilità delle deformazioni conseguenti alle diverse deformabilità ed alla trasmissione dei carichi verticali.

E' consentito realizzare edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in cemento armato o acciaio, a condizione che:

- i limiti all'altezza degli edifici, previsti al punto C.2. per le strutture in muratura, si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in cemento armato o in acciaio;
- la parte superiore in cemento armato o in acciaio sia ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria e risulti verificata unitamente alla base in muratura, con i criteri di cui al punto C.6., per una forza sismica incrementata del 50%.

### **C.6 Edifici con strutture intelaiate in cemento armato ed acciaio**

#### **C.6.1 Metodo di verifica alle tensioni ammissibili**

##### **C.6.1.1 Simbologia**

H = altezza dell'edificio

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

N = numero di piani dell'edificio;

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

$F_i$  = forza sismica al piano i-esimo;

$\gamma_i$  = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

##### **C.6.1.2 Analisi statica**

Per le costruzioni dotate di "regolarità", nel senso precisato al punto B.1, è consentita l'analisi statica. Per le costruzioni prive di "regolarità" nel senso detto, nonché per le costruzioni dotate di un periodo proprio  $T_0 > 1,4$  secondi, deve invece essere eseguita un'analisi dinamica, secondo quanto precisato nel punto C.6.1.3. Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione  $T_0$  superi o meno il limite di 1,4 secondi innanzi indicato, può essere impiegata la formula:

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

L'analisi statica consiste nel simulare le azioni sismiche con forze statiche  $F_i$ , orizzontali e verticali, applicate a ciascun piano proporzionalmente al peso  $W_i$  dello stesso piano.

##### **C.6.1.2.1 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:

$$F_i = F_h \cdot \gamma_i$$

essendo:

-  $F_h$  = azione sismica orizzontale definita al punto A.2.4.1.:  $F_h = C \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon$

-  $\gamma_i$  = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

I valori del fattore di struttura  $\beta$  sono riportati nella tabella seguente:

<b>TIPOLOGIA DI STRUTTURA</b>	<b>Valore di <math>\beta</math></b>
<b>Telai</b>	1
<b>Pareti accoppiate e pareti miste con telai *</b>	1,3
<b>Pareti</b>	1,4
<b>Sistemi a nucleo cui è deputato anche l'assorbimento delle torsioni</b>	2
<b>Pendolo inverso duttile**</b>	1,65
<b>Pendolo inverso</b>	2,5
<b>Struttura in acciaio con controventi eccentrici</b>	1
<b>Struttura in acciaio con controventi concentrici a diagonale tesa attiva</b>	1,25
<b>Struttura in acciaio con controventi concentrici a V</b>	2
<b>Struttura in acciaio con controventi concentrici a K</b>	5
<b>Telai in acciaio con controventi concentrici</b>	1,1

\* Per pareti miste con telai si intendono strutture nelle quali le pareti non assorbono oltre i 2/3 della azione orizzontale, quando tale condizione non sia verificata si adotterà il valore di  $\beta$  relativo alle pareti.

\*\* Le tipologie strutturali a pendolo inverso possono essere considerate duttili purché, nelle strutture di cemento armato, il rapporto  $v=N_d/(R_{ck}A_b)$  risulti  $<0.13$  o, nelle strutture di acciaio, il rapporto  $v=N_d/(f_dA)$  risulti  $<0.25$ , vi siano almeno due pilastri in ciascun telaio piano in ciascuna direzione, i pilastri di spicco dissipino energia sia nella sezione alla base che nella sezione in sommità. Qualora i pilastri siano resi continui con le travi di sommità, queste strutture possono assimilarsi a telai ad un piano.

Qualora le strutture resistenti siano costituite da telai pluripiano ad una sola campata, o da telai di un solo piano, il fattore di struttura va incrementato di un fattore 1.4.

Per pareti miste con telai si intendono strutture nelle quali le pareti assorbono non oltre i 2/3 della azione orizzontale; quando tale condizione non sia verificata si adotterà il valore  $\beta=1.4$  relativo alle pareti.

Nel calcolo di  $F_h$  occorre tener presente che il periodo  $T_0$  da utilizzarsi per la valutazione del coefficiente di risposta  $R$  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 il coefficiente di distribuzione  $\gamma_i$  al piano  $i$ -esimo si assume l'espressione:

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

essendo  $h_i$  la quota del piano  $i$ -esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di 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 applicando alle masse gli stessi coefficienti del piano su cui gravano.

### **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  $i$ -esimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{i \min} = \lambda \cdot D \cdot \sum_{j=1}^N F_j$$

essendo i valori minimi  $\lambda$  riportati nella tabella 4.

Tabella 4

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

La ripartizione delle forze sismiche al piano fra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari. Tale ipotesi deve comunque essere adeguatamente giustificata.

### **Edifici Prefabbricati in c.a.**

Il fattore di struttura  $\beta$  è uguale a quello delle strutture gettate in opera qualora le connessioni avvengano in zone ove possa escludersi la formazione di cerniere plastiche, sia per la posizione che per l'adozione di adeguati criteri di gerarchia delle resistenze. Qualora questa condizione non sia soddisfatta occorrerà dimostrare il comportamento duttile della connessione e dell'insieme strutturale anche con adeguata sperimentazione. In alternativa si assumerà un fattore di struttura  $\beta$  pari a 3,5.

#### **C.6.1.2.2 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 una forza verticale:

$$F_v = \pm 0,2 \cdot W_i$$

Per gli sbalzi si deve considerare una forza verticale:

$$F_v = \pm 0,4 \cdot W_i$$

Dette forze devono in ogni caso essere moltiplicate per il coefficiente di protezione sismica  $I$ .

#### **C.6.1.3 Analisi dinamica**

L'analisi dinamica deve essere eseguita con le modalità prescritte in A.2.4.2

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto C.6.1.2.2 non richiede un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

In alternativa è possibile eseguire l'analisi dinamica per azioni verticali utilizzando lo spettro di risposta dell'azione orizzontale moltiplicato per 2 per i casi a) e b) e per 4 per il caso c) di cui al punto C.6.1.2.2.

#### C.6.1.4 Verifiche

Le sollecitazioni  $\alpha$  provocate dal sisma si devono combinare con quelle  $\alpha_p$  provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni  $\alpha_v$ , 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  $\alpha_h$  le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Al fine di eliminare o comunque limitare fortemente i danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per i terremoti di media - bassa intensità deve essere verificato che, in presenza di eventuali spostamenti relativi  $\eta_t$  tra un piano e il successivo, valutati mediante l'espressione:

$$\eta_t = (\eta_p \pm \lambda \cdot \eta_d)$$

dove:

$\eta_d$  sono gli spostamenti elastici relativi fra due punti della struttura, dovuti al sisma convenzionale, assumendo comunque  $\beta=1$ ;

$\eta_p$  sono gli spostamenti elastici relativi fra medesimi due punti della struttura, dovuti agli altri carichi agenti contemporaneamente, escluso il vento;

$\lambda$  è definito dalla *Tabella A.2.3* del punto A.2.4.3

gli elementi non strutturali e gli impianti fissi non subiscano danni tali da impedire la funzionalità dell'edificio.

Nel calcolo di  $\eta_t$  si tiene conto, ove richiesto, anche degli effetti delle azioni sismiche verticali, assumendo un valore di  $\eta_d$  pari a:

$$\eta_d = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

in cui:

$\eta_h$  = è lo spostamento relativo tra i piani successivi prodotto dalle azioni sismiche orizzontali;

$\eta_v$  = è lo spostamento relativo tra i piani successivi prodotto dalle azioni sismiche verticali.

In mancanza di una specifica valutazione degli effetti del sisma sugli impianti e sugli elementi non strutturali, indicando con  $h$  l'altezza d'interpiano, le verifiche di stabilità possono ritenersi soddisfatte se:

$$\eta_t \leq 0,0045 h$$

in presenza di elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi o simili) aderenti alla struttura, e

$$\eta_t \leq 0,0070 h$$

in presenza di elementi non strutturali realizzati in modo da non interferire con la deformazione della struttura.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti per terremoti di forte intensità a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di

particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tal caso, indicando tali spostamenti con  $\bar{\eta}_t$ , si ha:

$$\bar{\eta}_t = \eta_p \pm 9 \cdot \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

con:

$\eta_h$  e  $\eta_v$  valutati con le combinazioni delle azioni previste dalla citata normativa sulle azioni.

### C.6.2 Metodo di verifica agli stati limite

Le sollecitazioni e gli spostamenti provocati dal sisma e dalle altre azioni si ottengono dalle combinazioni riportate al punto A.2.5.6 della presente norma:

$$E_U + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

$$E_D + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

Nei casi di cui al punto C.6.1.2.2, si dovranno calcolare le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche verticali nei modi indicati al punto A.2.5; la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà effettuare nei modi indicati al punto A.2.3.

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

Al fine di limitare il danno agli elementi strutturali si verificherà che sotto la combinazione relativa allo **SLD** con un fattore di struttura  $q_d = (\min(q, 1.8))$ , che produce uno stato di sollecitazione  $R_d$ , è verificata la condizione  $R_r > R_d$ , essendo  $R_r$  la resistenza della struttura valutata come nel caso della verifica allo **SLU**.

Al fine di eliminare o comunque limitare fortemente i danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per i terremoti di media - bassa intensità devono essere valutati gli eventuali spostamenti relativi  $\eta_t$  tra un piano e il successivo, mediante la combinazione di carico relativa allo **SLD** e verificare che, in presenza dei suddetti spostamenti, gli elementi non strutturali e gli impianti fissi non subiscano danni tali da impedire la funzionalità dell'edificio.

In mancanza di una specifica valutazione degli effetti del sisma sugli impianti e sugli elementi non strutturali, indicando con  $h$  l'altezza d'interpiano, le verifiche di stabilità ai fini della limitazione dei danni possono ritenersi soddisfatte se:

$$\eta_t \leq 0,0050 h \quad \eta_t \leq 0,0045 h$$

in presenza di elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi o simili) aderenti alla struttura, e

$$\eta_t \leq 0,0075 h \quad \eta_t \leq 0,0070 h$$

in presenza di elementi non strutturali realizzati in modo da non interferire con la deformazione della struttura.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti per terremoti di forte intensità a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tal caso, gli spostamenti si ottengono dalla combinazione di carico relativa allo **SLU**, tenendo conto, se del caso, della componente verticale dell'azione sismica.

#### C.6.2.1 Edifici in cemento armato

Il fattore di struttura  $q$  è definito come:

$$q = q_0 K_r$$

$K_r$  vale 1 o 0.8 per strutture rispettivamente dotate o prive di "regolarità",  $q_0$  è dato dalla seguente tabella:

TIPOLOGIA DI STRUTTURA	Valore di $q_0$
Telai	5.00
Pareti accoppiate e pareti miste con telai*	3.85
Pareti	3.50
Sistemi a nucleo cui è deputato anche l'assorbimento delle torsioni	2.50
Pendolo inverso duttile**	3.50
Pendolo inverso	2.00

\*,\*\* Vale quanto già precisato nel punto C.6.1.2.1.

Qualora le strutture resistenti siano costituite da telai pluripiano ad una sola campata, o da telai di un solo piano, il fattore di struttura va ridotto di un fattore 1.4.

Nelle pareti, pareti accoppiate e miste a telai, e sistemi a nucleo, con rapporto  $\lambda$  tra altezza e larghezza delle pareti e dei nuclei inferiore a 2, il fattore di struttura  $q$  va ridotto linearmente sino al 50%, se  $\lambda=0.5$ . Il rapporto  $\lambda$  può essere calcolato come  $\lambda=\Sigma H_i/\Sigma l_i$ , essendo  $i$  l'indice delle pareti, quando i valori di  $H_i/\Sigma l_i$  differiscono non oltre il 50% dal valor medio degli stessi.

Oltre alle strutture in cemento armato a duttilità normale, sin qui illustrate, è possibile realizzare strutture in cemento armato ad alta duttilità, nelle quali si adottano particolari provvedimenti costruttivi volti a garantire una duttilità locale e globale molto elevata, con controllo analitico dello svilupparsi effettivo del criterio della gerarchia delle resistenze, secondo le indicazioni di cui al punto C.6.5.6 della presente norma.

Qualora si realizzino strutture ad alta duttilità, il fattore di struttura  $q$  può essere incrementato del 25%. Ulteriori incrementi possono essere giustificati, non oltre il 20%, con analisi più approfondite quali analisi non lineari con le quali si dimostri che la azione sismica relativa alla formazione del primo meccanismo instabile sia superiore al 50% di quella alla quale si manifesta la prima plasticizzazione di un elemento strutturale.

Sono escluse dalla possibilità di aumentare il fattore di struttura  $q$ , di cui al precedente capoverso, le strutture costituite da sistemi a nucleo cui sia deputato anche l'assorbimento delle torsioni, e le strutture a pendolo inverso.

Gli spostamenti si valutano senza considerare la riduzione dovuta a  $q$ .

### ***Edifici Prefabbricati in c.a.***

Il fattore di struttura è uguale a quello delle strutture gettate in opera qualora le connessioni avvengano in zone ove possa escludersi la formazione di cerniere plastiche, sia per la posizione, che per l'adozione di adeguati criteri di gerarchia delle resistenze. Qualora questa condizione non sia soddisfatta occorrerà dimostrare il comportamento duttile della connessione e dell'insieme strutturale anche con adeguata sperimentazione. In alternativa si assumerà un fattore di struttura  $q_0$  pari a 1.5.

### ***C.6.2.2 Edifici a struttura in acciaio***

#### ***C.6.2.2.1 Principi di progettazione***

Gli edifici con struttura in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti principi:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità della struttura di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Il fattore di struttura  $q$  è assunto maggiore dell'unità e dipende: dalla tipologia strutturale, secondo quanto indicato al punto C.6.2.2.2, dal rispetto dei criteri di progetto definiti nei successivi capoversi e dalle indicazioni costruttive fornite al punto C.6.6.

Le strutture a comportamento dissipativo devono essere progettate in maniera tale che le zone ove è concentrata la dissipazione non inducano sostanziali riduzioni della capacità portante della struttura sia per la loro localizzazione sia per l'innescò di instabilità locale o altri fenomeni di degrado.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità.



Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovraresistenza, per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati - indipendentemente dalla tipologia strutturale - mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare. Il fattore di struttura  $q$  deve essere assunto unitario e non è più necessario soddisfare i criteri di progetto di cui ai precedenti capoversi né le indicazioni costruttive di cui al successivo punto C.6.6.

#### C.6.2.2.2 Fattori di struttura per le diverse tipologie strutturali a comportamento dissipativo.

Il fattore di struttura  $q$  è definito come:

$$q = q_0 K_r$$

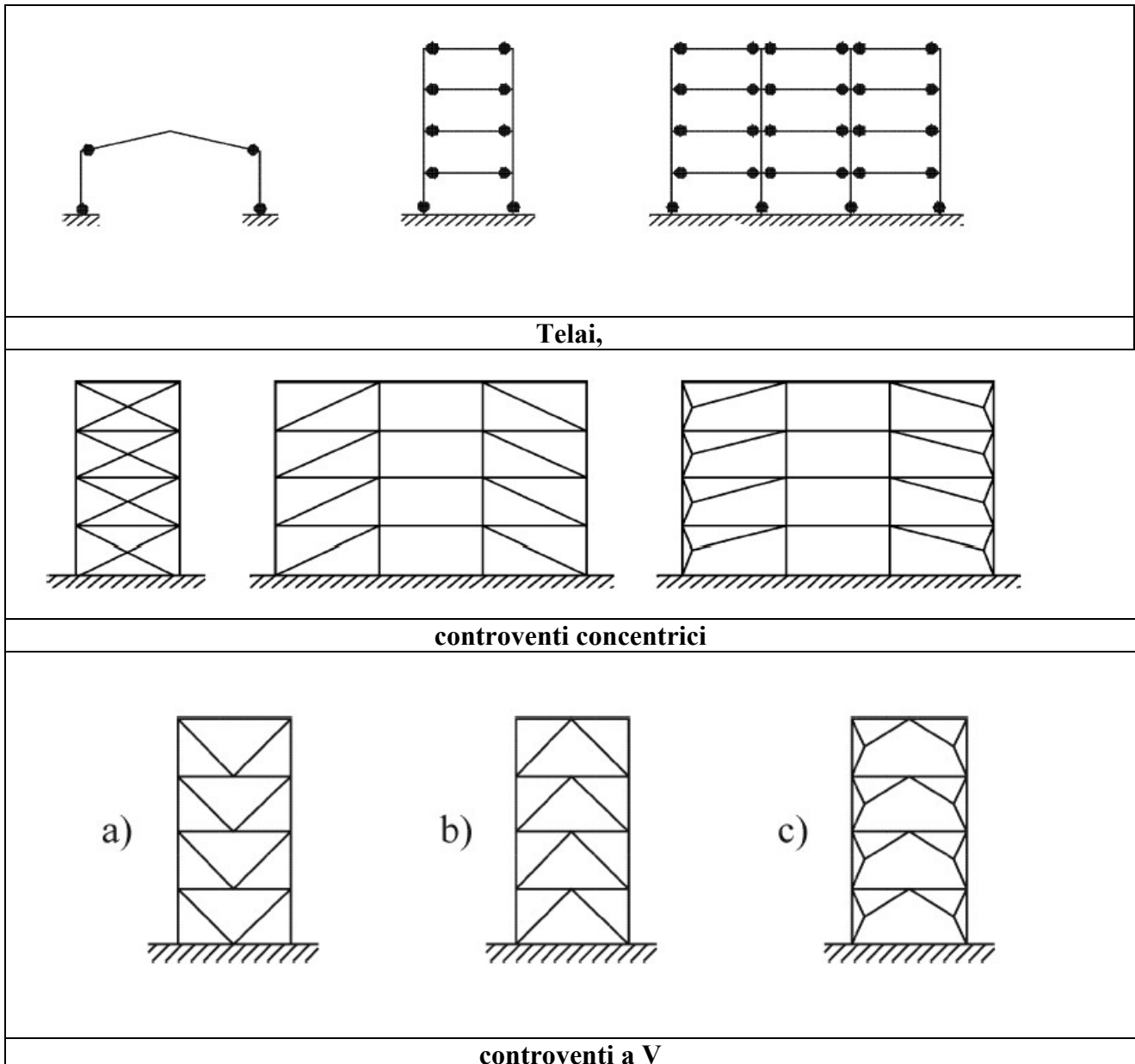
$K_r$  vale 1 o 0.8 per strutture rispettivamente dotate o prive di "regolarità",  $q_0$  dipende dalla tipologia strutturale ed è definito nel seguito.

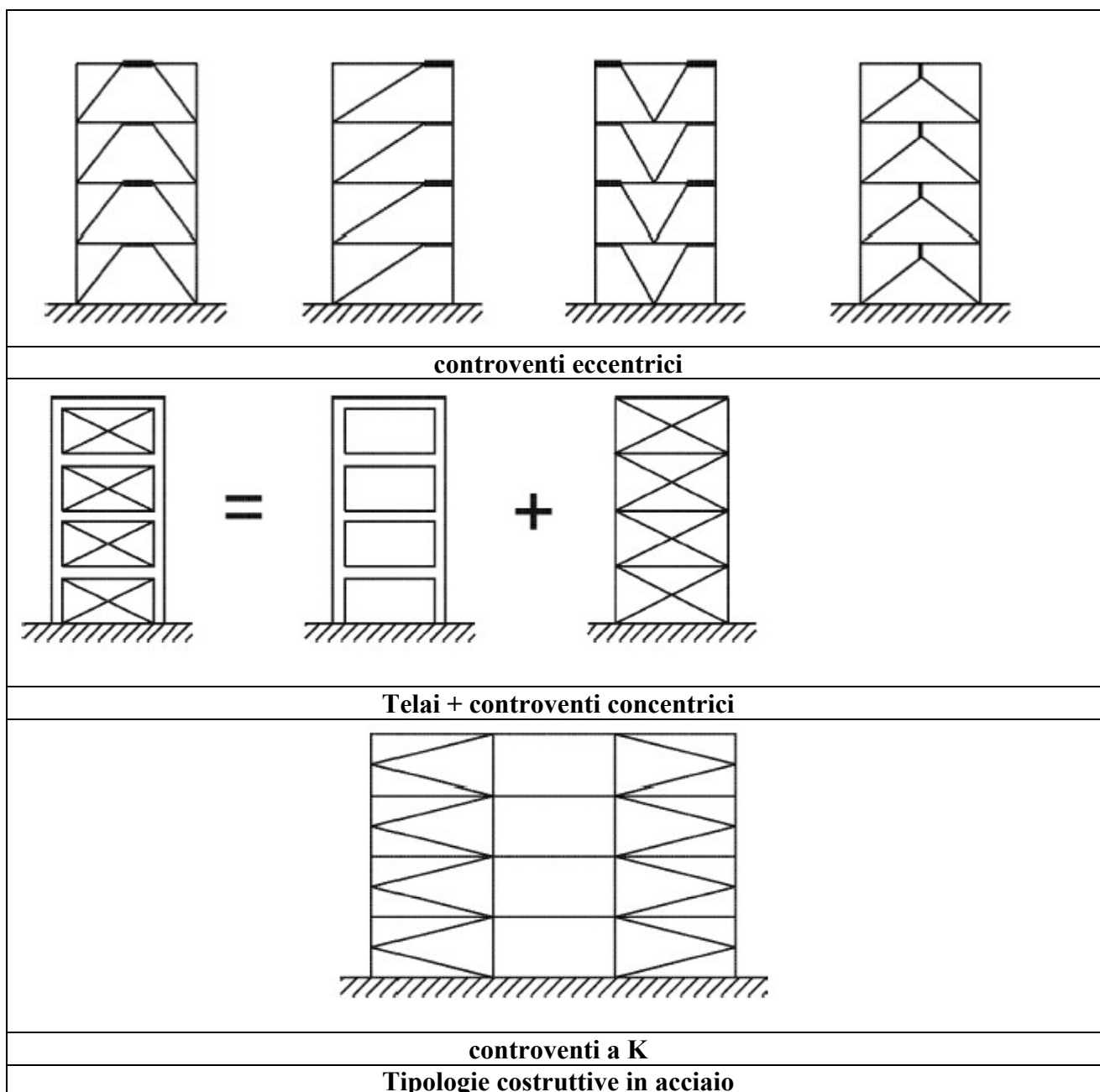
Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali in accordo con il loro comportamento sotto azioni orizzontali:

- a) **strutture intelaiate**: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica. Il fattore di struttura vale  $q_0=5$ . Qualora le strutture resistenti siano costituite da telai pluripiano ad una sola campata, o da telai di un solo piano, il fattore di struttura va ridotto di un fattore 1.4
- b) **controventi reticolari concentrici**: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:
  - controventi con diagonale tesa attiva, in cui le forze orizzontali vengono assorbite dalle sole diagonali tese, trascurando le diagonali compresse. Il fattore di struttura vale  $q_0=4$
  - controventi a V, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua. Il fattore di struttura vale  $q_0=2.5$
  - controventi a K, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna. Pertanto, si deve assumere  $q_0=1$ .
- c) **controventi eccentrici**: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle membrature tese o compresse. Il fattore di struttura vale  $q_0=5$ .
- d) **strutture a mensola o a pendolo inverso**: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base. Se queste strutture possono essere considerate duttili (v. punto C.6.1.2.1)  $q_0=3$ ; in alternativa il fattore di struttura vale  $q_0=2$ . Qualora i pilastri siano resi continui con le travi di sommità, queste strutture possono assimilarsi a telai ad un piano.
- e) **strutture intelaiate controventate a controventi concentrici**: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano. Il fattore di struttura vale  $q_0=4.5$

Qualora si realizzino strutture ad alta duttilità, nelle quali si adottino particolari provvedimenti costruttivi volti a garantire una duttilità locale e globale molto elevata con controllo analitico dello svilupparsi effettivo del criterio della gerarchia delle resistenze, il fattore di struttura  $q$  può essere incrementato del 25%. Ulteriori incrementi possono essere giustificati, non oltre il 20%, con analisi più approfondite quali analisi non lineari con le quali si dimostri che la azione sismica relativa alla formazione del primo meccanismo instabile sia superiore al 50% di quella alla quale si forma la prima plasticizzazione di un elemento strutturale.

Sono escluse dalla possibilità di aumentare il coefficiente  $q$ , le strutture a controventi concentrici, le strutture a mensola ed a pendolo inverso.





### C.6.3 Elementi divisori e pannelli esterni

I pannelli divisori interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m<sup>2</sup>, debbono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri, ovvero dotati di provvedimenti alternativi che ne garantiscano la stabilità.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di tamponatura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppano una superficie superiore a 15 m<sup>2</sup>.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone appartenenti alle categorie sismiche 1S, 1, 2, devono essere delimitate da un'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 tali da garantire che i pannelli non subiscano danni in corrispondenza delle distorsioni strutturali relative allo stato limite di danno e consentano di evitare che essi possano distaccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

## C.6.4 Fondazioni

Valgono, per le fondazioni, le prescrizioni riportate nel punto B.5 della presente norma.

## C.6.5 Indicazioni costruttive per strutture in cemento armato

Le prescrizioni contenute nel presente punto si applicano alle strutture con  $\beta < 5$  di cui al punto C.6.1.2.1 e  $q > 1$  di cui al punto C.6.2.1.

Al fine di conseguire i necessari requisiti di duttilità locale e globale sono da osservare le seguenti regole sulla geometria e le armature degli elementi.

I quantitativi di armatura e le dimensioni indicate nel seguito rappresentano valori minimi, indipendenti dalle richieste evidenziate dall'analisi.

Staffe di contenimento: sono staffe chiuse o eliche di diametro minimo 6 mm con piegature a  $135^\circ$  alle due estremità, prolungate, ciascuna per almeno dieci diametri.

Legature (o cravatte): sono costituite da barre di diametro minimo 6 mm con piegature a  $135^\circ$  alle due estremità, prolungate ciascuna per almeno 10 diametri.

Le piegature, (o uncini) delle staffe, devono essere assicurate alle barre longitudinali. Le piegature delle legature devono essere assicurate alle staffe.

### C.6.5.1 Travi

#### *Definizione e limiti geometrici*

Si definiscono travi, ai fini di applicare le regole contenute in questo articolo, gli elementi soggetti a flessione e sforzo assiale, quando quest'ultimo non supera il valore:

$$N = 0.05 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

dove:

$N$  la massima sollecitazione di sforzo assiale di progetto in condizioni sismiche;

$A_c$  è l'area della sezione trasversale dell'elemento;

$R_{ck}$  è la resistenza caratteristica cubica del conglomerato;

$\chi$  è pari a 1 se si utilizza il metodo delle tensioni ammissibili; è pari a 1.5 se si utilizza il metodo degli stati limite.

La lunghezza libera delle travi non deve essere minore di tre volte l'altezza  $h$  della sezione trasversale. In caso contrario l'elemento si definisce "trave corta" e dovrà soddisfare le particolari prescrizioni di cui al par. C.6.5.4.

La larghezza della trave,  $b$ , non deve essere minore di 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso.

Il rapporto  $b/h$  non deve essere minore di 0.25.

#### *Sollecitazioni di calcolo e verifiche di resistenza*

Il taglio di calcolo si ottiene sommando al contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave, lo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità, amplificati di un coefficiente pari ad 1.20.

Le verifiche di resistenza si eseguono come per le condizioni non sismiche.

Sono da considerare i valori dello sforzo di taglio in presenza ed in assenza dei carichi variabili, ed alternativamente i possibili segni dei momenti di estremità che tendano ad un estremo le fibre inferiori ed all'altro le superiori.

Se il più grande dei valori assoluti della tensione trasversale di calcolo supera il valore:

$$\tau_{d1} = V_d / bh = 10 f_{ctm} (\chi / 1.5).$$

tutto il taglio deve essere assorbito da un'armatura ad X, inclinata a  $45^\circ$  rispetto all'asse della trave; in ogni caso la tensione massima non può eccedere  $1.5\tau_{d1}$ .

#### *Armature longitudinali*

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico d'armatura tesa  $\rho$  deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$\frac{0.5 f_{ctm}}{f_{yk}} < \rho < \rho' + 0.10 \frac{f_{cd}}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico di armatura tesa inclusa nella larghezza effettiva =  $A_s / (b \cdot h)$  oppure  $A_i / (b \cdot h)$  dove  $A_s$  e  $A_i$  rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

$\rho'$  è il rapporto geometrico di armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm<sup>2</sup>).

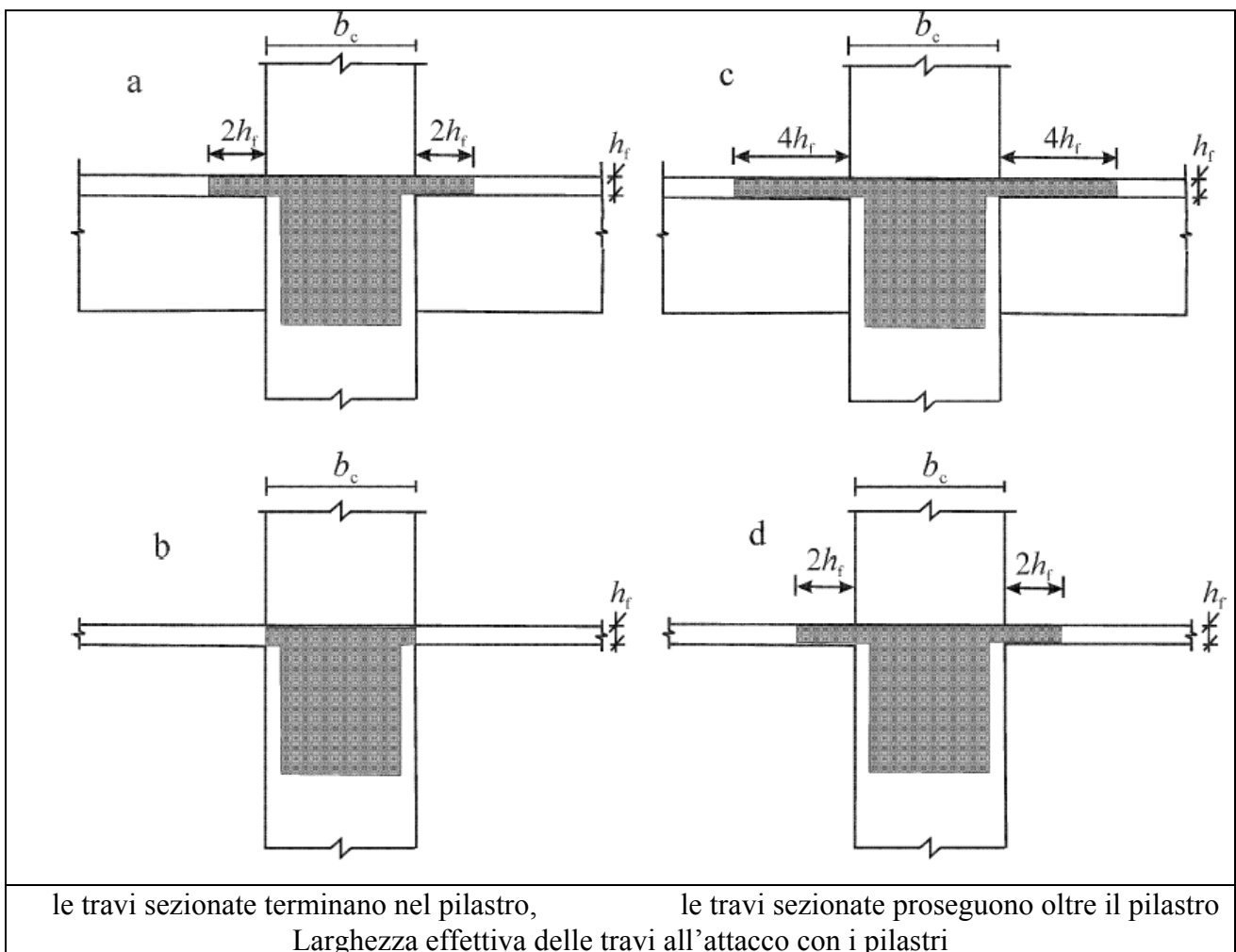
$f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione del conglomerato

$f_{cd}$  è la resistenza di progetto del conglomerato

Almeno due barre, di diametro non inferiore a 12 mm, devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.

Almeno un quarto della massima armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere disposta per tutta la sua lunghezza.



L'armatura tesa deve trovarsi essenzialmente all'interno dell'anima della trave; comunque l'armatura tesa si deve trovare all'interno della larghezza effettiva della trave, che è così valutata:

- a) travi che si collegano a pilastri esterni (travi non passanti): in assenza di travi trasversali la larghezza effettiva è pari alla larghezza del pilastro (figura b), in presenza di travi trasversali di altezza paragonabile alla trave in oggetto, la larghezza effettiva può essere aumentata da ciascun lato del pilastro di 2 volte lo spessore della soletta (figura a).
- b) travi che si collegano su due lati a pilastri interni (travi passanti): la larghezza effettiva di cui al caso a) può essere ulteriormente aumentata di due volte lo spessore della soletta (figura d e figura c).

### ***Armature trasversali***

Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche;
- 15 cm.

### ***C.6.5.2 Pilastri***

#### ***Definizione e limiti geometrici***

Si definiscono pilastri, ai fini dell'applicazione delle regole contenute in questo articolo, gli elementi soggetti a flessione e sforzo assiale quando questo supera il valore:

$$N = 0.05 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

ove il significato dei simboli è quello precisato al punto C.6.5.1.

Fatte salve particolari e motivate esigenze, i pilastri devono possedere le seguenti caratteristiche:

- la dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm;
- il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0,3; in caso contrario l'elemento sarà assimilato alle pareti portanti trattate nel paragrafo C.6.5.4;
- il rapporto L/b tra l'altezza netta e la minima dimensione trasversale non deve essere maggiore di:

16 se il pilastro è soggetto a momenti di segno opposto alle due estremità;

10 negli altri casi.

Ove gli indicati valori del rapporto L/b non vengano rispettati, occorre eseguire una specifica verifica che tenga conto delle sollecitazioni indotte dagli effetti del 2° ordine.

#### ***Sollecitazioni di calcolo e verifiche di resistenza***

Lo sforzo assiale massimo N nella combinazione di carico sismica deve risultare:

$$N \leq 0,176 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

ove il significato dei simboli è quello precisato al punto C.6.5.1.

Le sollecitazioni di verifica sono quelle che si ottengono dall'analisi per le combinazioni di carico previste opportunamente amplificate per tener conto di una corretta gerarchia delle resistenze. I momenti flettenti vanno amplificati di un fattore 1.2. La sollecitazione di taglio deve essere amplificata di un fattore 1.40.

### ***Armature longitudinali***

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve esser compresa tra i seguenti limiti:

$$0,8\% \leq \frac{A}{A_c} \leq 4\%$$

con A area totale dell'armatura longitudinale.

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

### ***Armature trasversali***

Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza misurata a partire dalla sezione di estremità pari a alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro;
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne, ove possibile, o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra trattenuta.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 8 mm.

Esse saranno disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle quantità seguenti:

- 5 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Nelle parti intermedie del pilastro la distanza tra le staffe non deve superare i valori seguenti:

- 10 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano;
- metà del lato minore della sezione trasversale;
- 25 cm.

La prima staffa non deve comunque distare oltre 5 cm dal filo delle travi.

Le armature di cui sopra devono comunque soddisfare la verifica a taglio.

### **C.6.5.3 Nodi trave-pilastro**

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi in esso concorrenti.

#### **Geometria**

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi dovrà essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

#### **Armature**

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni. Quando ciò non risulti possibile saranno rispettate le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia;
- la lunghezza di ancoraggio va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1.25 f_{yk}$ , e sarà misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore tra quelle previste nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Le armature devono comunque soddisfare nelle due direzioni la seguente condizione:

$$nA_{sw}f_{yd} \geq 0.15R_{ck}ib$$

ove n è il numero di bracci delle staffe,  $A_{sw}$  è l'area di un braccio, i il passo, b la dimensione trasversale del nodo.

La regola di cui al precedente capoverso può non essere osservata quando nel pilastro si innestino travi su ciascuna delle quattro facce, e le travi ricoprano il nodo da ciascun lato per una altezza e larghezza non minori dei  $\frac{3}{4}$  delle corrispondenti altezza e larghezza del nodo.

Comunque deve essere presente una barra verticale intermedia in ciascun lato del nodo.

### **C.6.5.4 Pareti**

#### **Definizione e limiti geometrici**

Si definiscono pareti gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0.3.

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore a 15 cm, oppure a 20 cm nel caso di travi di collegamento con armature ad X.

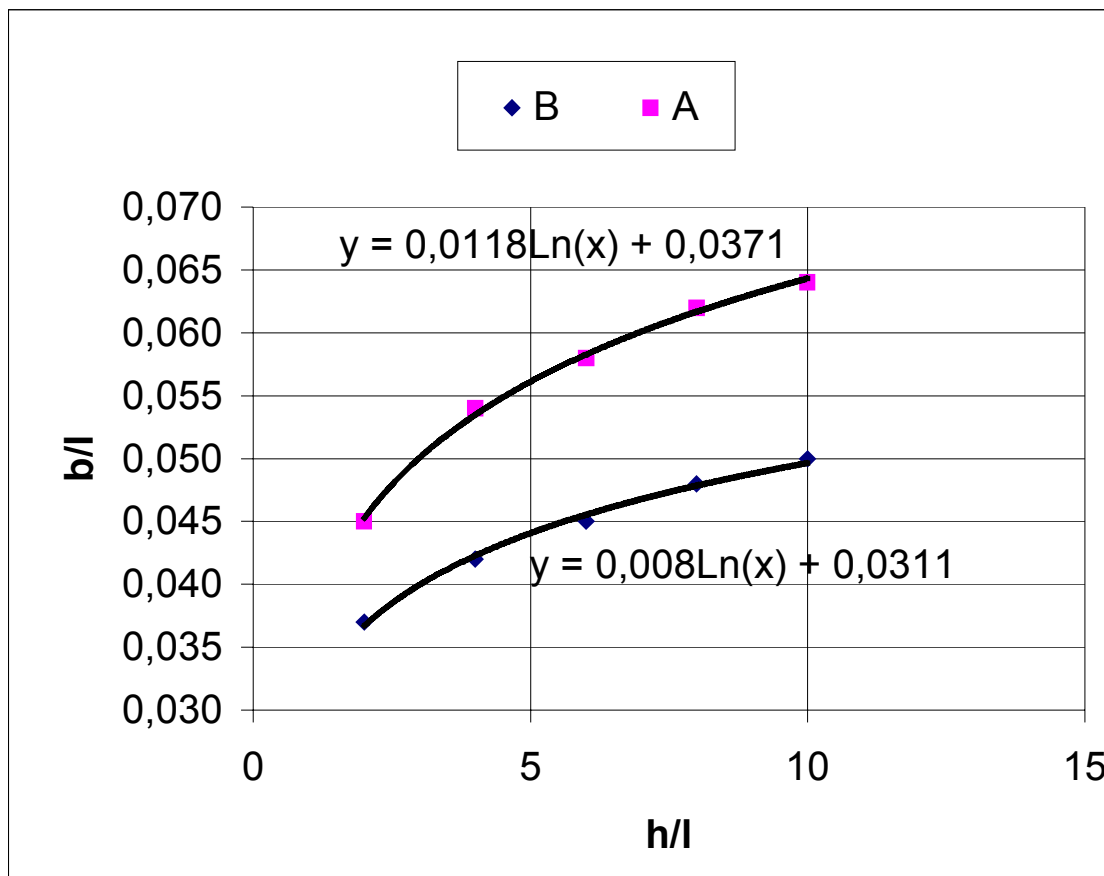
Lo spessore della parete deve essere tale da evitare fenomeni di instabilità al lembo compresso. Questa condizione viene soddisfatta se lo spessore della parete all'attacco con la fondazione, per



una altezza pari ad almeno 1.6 volte l'altezza del primo interpiano, è maggiore dei valori dati in figura, in funzione del rapporto h/l tra altezza e larghezza alla base della parete. Se la lunghezza in pianta della parete è superiore a 1.6 volte l'altezza del piano di attacco con la fondazione, potrà farsi riferimento a quest'ultima misura nella valutazione delle dimensioni del ringrosso.

Qualora lo spessore sia inferiore, si disporranno alla estremità ringrossi di area pari al quadrato dello spessore precedentemente definito.

I ringrossi possono essere omessi nel caso in cui all'estremità sia presente una parete trasversale di adeguate dimensioni.



Dimensioni trasversali minime alla base delle pareti. La curva A si riferisce alla Alta Duttilità

### ***Sollecitazioni di calcolo e verifiche di resistenza***

Lo sforzo assiale massimo N nella combinazione di carico sismica deve risultare:

$$N \leq 0.12 \cdot A_c \cdot R_{ck} \cdot \chi$$

ove il significato dei simboli è quello precisato al punto C.6.5.1.

Le sollecitazioni di verifica sono quelle che si ottengono dall'analisi per le combinazioni di carico previste.

La sollecitazione di taglio si ottiene amplificando di un fattore 1.5 il valore ottenuto con l'analisi.

Con riferimento alla verifica del conglomerato dell'anima, la resistenza a taglio, nella zona di base della parete e per una altezza pari ad l, si valuterà riducendo di un fattore 0.8 l'espressione valida in zona non sismica. Quanto detto si ottiene:

- nella verifica alle tensioni ammissibili, moltiplicando per 0.8 il valore della tensione massima tangenziale consentita  $0.8\tau_{c1}$ .
- nella verifica allo stato limite ultimo, verificando la condizione  $V_{sdu} < 0.8 \cdot 0.3 f_{cd} b_w d$

Con riferimento alla verifica della armatura orizzontale a taglio, il contributo del conglomerato deve essere nullo nel caso di sforzo assiale di trazione. Adottando il metodo delle tensioni ammissibili

nessuna modifica è richiesta rispetto al caso non sismico; viceversa, per la verifica allo stato limite ultimo, nella zona di base della parete si deve ridurre il coefficiente  $\delta$  nella espressione relativa al contributo del conglomerato:

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui:

$$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} b_w d \delta$$

$\delta = 0$  se lo sforzo normale è di trazione

$\delta = \left(1 + \frac{M_o}{M_{sdu}}\right)$  se lo sforzo normale è di compressione, essendo  $M_o$  il momento di decompressione ed  $M_{sdu}$  il momento ultimo di calcolo.

Si deve infine verificare che sia garantita l'assenza di scorrimento lungo i piani orizzontali. Ciò si consegue:

- nella verifica alle tensioni ammissibili confrontando, a meno di valutazioni più accurate, il valore del taglio di progetto con il valore  $V_{sdu}$  di cui sopra ridotto del 50%.
- nella verifica allo stato limite ultimo, verificando la condizione:  $V_{sdu} < V_{dd} + V_{fd}$

dove:

$V_{dd} = 0.25 f_{yd} \Sigma A_{si}$  contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali aventi area totale  $\Sigma A_{si}$

$V_{fd} = 0.25 f_{cd} \xi l b_w$  contributo del calcestruzzo per attrito, ove  $\xi l$  è l'altezza della zona compressa della sezione.

### **Armature**

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono esser disposte su entrambe le facce della parete.

Le armature presenti sulle due facce devono esser collegate con legature in ragione di almeno sei ogni metro quadrato.

Il passo tra le barre deve essere non maggiore di 30 cm.

Il diametro delle barre deve essere non maggiore di un decimo dello spessore della parete.

Il rapporto geometrico  $\rho = \frac{A_v}{b \cdot l}$  fra l'armatura totale verticale e l'area di base ( $b \cdot l$ ) deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0.0025 \leq \rho \leq 0.04$$

ove il rapporto tra altezza e lunghezza della parete non sia maggiore di 4, altrimenti  $\rho$  deve essere compreso fra i seguenti limiti:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

Uguali condizioni vanno rispettate per l'armatura orizzontale.

Alla base della parete, per un'altezza pari alla lunghezza in pianta ( $l$ ) della parete stessa, va disposta una armatura orizzontale più fitta in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a  $0.20 l$  su ciascun lato.

In tali zone l'armatura orizzontale sia longitudinale che trasversale deve esser costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, e deve essere infittita al fine di fornire un adeguato contenimento al conglomerato e di trattenere le armature verticali. In queste zone le legature trasversali saranno, se possibile, costituite da staffe chiuse, in alternativa si disporranno legature. Il passo delle armature orizzontali e delle legature sarà tale da trattenere le barre verticali d'angolo nonché quelle sui lati, intercettando almeno una barra verticale ogni due; le barre non trattenute devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra trattenuta.

Le staffe o legature trasversali devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle quantità seguenti:

- 5 volte il diametro delle barre verticali che collegano;
- la metà del lato minore della sezione trasversale;

- 15 cm.

### ***Travi di collegamento***

Le travi di collegamento di pareti accoppiate vanno verificate con i criteri previsti per le travi normali delle strutture intelaiate purché il rapporto tra luce netta  $l$  e altezza utile  $h$  sia superiore a 3, e il valore della tensione tangenziale di calcolo risulti:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot h} < 0.4 (10 f_{ctm})(\chi/1.5).$$

Se  $l/h < 3$  e  $\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot h} < 0.4\tau_{d1}$  le travi devono essere armate a flessione con armatura doppia

simmetrica; la stessa armatura trasversale richiesta per assorbire il taglio deve essere disposta anche longitudinalmente in modo da costituire due reti a maglia quadrata disposte sulle due facce.

In tutti i restanti casi tutto il taglio deve essere assorbito da un'armatura ad X che attraversa diagonalmente la trave e si ancora nelle due pareti adiacenti.

Ciascuno dei due fasci di armatura deve essere formato da almeno 4 barre, disposte ai vertici di un quadrato di 10 cm di lato e racchiuse da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 10 cm o a 5 volte il diametro dei ferri longitudinali (la più piccola delle due misure).

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale, sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 10 cm, ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per le zone non sismiche.

Quando è necessario adottare armature ad X, lo spessore minimo delle pareti accoppiate e delle travi deve essere non minore di 20 cm.

In ogni caso il valore della tensione tangenziale non può eccedere il limite  $(15 f_{ctm})(\chi/1.5)$ .

### ***C.6.5.5 Solai***

Non sono ammessi solai in laterizio privi di una soletta di cemento armato, di spessore almeno pari a 4 cm. I solai dovranno garantire una resistenza superiore al taglio ottenuto con l'analisi, amplificato di un fattore 1.5.

### ***C.6.5.6 Indicazioni aggiuntive per strutture ad Alta Duttività in cemento armato.***

Nel presente paragrafo si danno le disposizioni aggiuntive per le strutture in cemento armato ad Alta Duttività, quali definite al punto C.6.2.1

## Travi

Nelle strutture ad Alta Duttilità il taglio di calcolo si ottiene sommando al contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave, lo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità amplificati di un fattore  $\gamma_{rd}=1.20$ . I momenti resistenti sono da calcolarsi con riferimento alle armature contenute nella larghezza effettiva della trave.

Nelle strutture ad Alta Duttilità, si trascura il contributo del conglomerato alla resistenza a taglio, affidando integralmente tale resistenza alle armature trasversali.

## Pilastr

Nelle strutture ad Alta Duttilità i pilastri si verificano a flessione usando un criterio di gerarchia delle resistenze che garantisca la plasticizzazione a flessione delle travi prima dei pilastri in cui confluiscono. I momenti di calcolo ottenuti dell'analisi vanno amplificati in ciascuna direzione di un fattore:

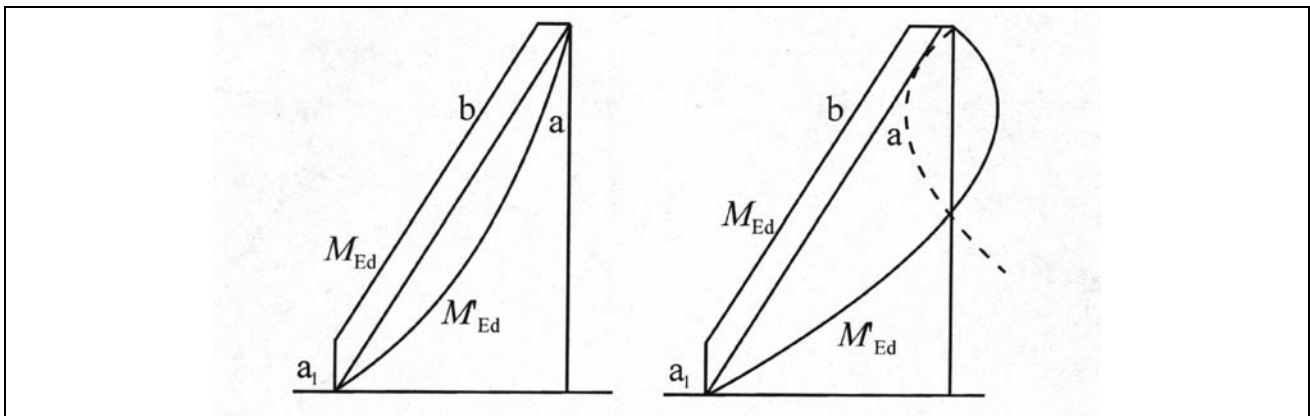
$$\gamma_p = \gamma_{rd} (\Sigma M_{rt} / \Sigma M_{pd})$$

ove il fattore  $\gamma_{rd}=1.20$ ,  $\Sigma M_{rt}$  è la somma dei momenti resistenti di segno concorde delle travi convergenti nel nodo,  $\Sigma M_{pd}$  è la somma dei momenti nei pilastri convergenti nel nodo ottenuti con l'analisi. Se i momenti nei pilastri sono di segno discorde, si considera solo il maggiore a denominatore, l'altro va sommato a numeratore.

Nelle strutture ad Alta Duttilità, il taglio di calcolo si ottiene dall'equilibrio dei momenti resistenti delle sezioni di estremità amplificati di un fattore  $\gamma_{rd}=1.20$ . I momenti resistenti sono da calcolarsi con riferimento alle armature effettivamente presenti nei pilastri.

## Pareti

Nelle strutture ad Alta Duttilità si adottano specifiche disposizioni per escludere modalità di collasso indesiderate. Alla base, per una altezza  $h_c$ , è da prevedere una zona detta critica pari al più grande dei seguenti valori: la altezza della sezione di base, un sesto dell'altezza dell'edificio, l'altezza del piano di base. Nella zona critica il momento di calcolo è pari al momento alla base ottenuto con l'analisi. Al di sopra della zona critica si deve utilizzare un diagramma dei momenti involuppo di quanto ottenuto con l'analisi. Nelle strutture prive di forti discontinuità di massa rigidezza e resistenza con l'altezza, il diagramma involuppo dei momenti si ottiene trasladando verticalmente di  $h_c$  il diagramma dei momenti ottenuto linearizzando quanto risultante dall'analisi congiungendo il valore alla base con quello in sommità. Nelle strutture miste telaio parete e nelle pareti accoppiate, nelle quali il diagramma dei momenti può cambiare di segno con l'altezza, il diagramma involuppo si ottiene come illustrato in figura.



Se il rapporto tra altezza della parete ed altezza della sezione della parete è inferiore a 2, si possono utilizzare nel calcolo a flessione i valori ottenuti con l'analisi.

Nelle strutture ad Alta Duttività, il taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per un valore pari al rapporto tra il momento resistente della sezione di base ( a numeratore) ed il momento ottenuto con l'analisi (a denominatore) il tutto amplificato di un fattore  $\gamma_{rd}=1.20$ . L'amplificazione complessiva non deve essere inferiore ad 1.5. I momenti resistenti sono da calcolarsi con riferimento alle armature effettivamente presenti nelle pareti.

Lo spessore della parete nella zona di base deve rispettare le indicazioni valide per le pareti ordinarie adottando, per il rapporto spessore altezza, le indicazioni della curva A nella figura al punto C.6.5.4.

### **C.6.6. Indicazioni costruttive per strutture dissipative in acciaio**

La prescrizioni contenute nel presente punto si applicano alle strutture con  $\beta < 5$  di cui al punto C.6.1 e  $q > 1$  di cui al punto C.6.2.2.

In aggiunta alle regole di dettaglio di cui ai punti C.6.6.1 e C.6.6.2 valide per tutte le tipologie costruttive, il progettista dovrà curare i dettagli dei singoli progetti in relazione alle tipologie costruttive ed al relativo livello di duttilità da raggiungere, in modo da soddisfare i principi generali di progettazione di cui al punto C.6.2.2.1.

#### **C.6.6.1 Membrature**

Nel caso di membrature o parti di esse soggette a compressione, al fine di garantire una sufficiente duttilità, vanno limitati i fenomeni di instabilità locale delle parti compresse. Ciò potrà ottenersi limitando opportunamente i rapporti larghezza-spessore (b/t) di tali parti in relazione al livello di duttilità da raggiungere. Le limitazioni di cui sopra sono da ritenersi soddisfatte qualora, nell'ambito dell'utilizzo dell'Eurocodice 3 secondo quanto indicato nella Parte III, sezione III delle *Norme tecniche per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato ordinario e precompresso e delle strutture metalliche*, si faccia riferimento alla classificazione delle sezioni trasversali di cui al punto 5.3 dell'ENV 1993-1-1 adottando sezioni di classe 1 o 2; qualora si realizzino strutture ad alta duttilità tale limitazione è da ritenersi soddisfatta se le sezioni sono di classe 1.

Nel caso di membrature o parti di esse soggette a trazione, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della seguente relazione:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.25 \cdot \frac{f_y}{f_u}$$

dove:

$f_y$  ed  $f_u$  sono rispettivamente la resistenza allo snervamento ed a rottura del materiale di cui si compone la membratura;

$A_{net}$  ed  $A$  sono rispettivamente l'area netta in corrispondenza dei fori e l'area lorda della sezione trasversale.

#### **C.6.6.2 Collegamenti**

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_d \geq 1.20 \cdot R_y$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto del collegamento

$R_p$  è la resistenza plastica della membratura collegata.

Il requisito di sovreresistenza dei collegamenti può non essere applicato nel caso di collegamenti speciali progettati allo scopo di contribuire significativamente alla dissipazione dell'energia sismica. L'efficacia di tali collegamenti in termini di resistenza, rigidità e capacità di dissipare energia deve essere dimostrata mediante opportune prove sperimentali.

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni. In ogni caso, i bulloni devono essere ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito. L'impiego di bulloni di classe 12.9 è consentito solo nel caso di unioni a taglio.

### **C.6.7 Requisiti aggiuntivi per edifici con tamponatura in muratura**

Si distinguono due situazioni:

- a) edifici con tamponature costituite da muratura portante strutturale, secondo quanto definito della norma relativa alle costruzioni in muratura
- c) edifici con tamponature costituite da muratura non strutturali.

Nel caso a), si dovrà tener conto dell'effetto delle murature nella modellazione strutturale e procedere alle relative verifiche di resistenza tenendo conto della collaborazione tra muratura e struttura intelaiata.

Qualora si adotti il metodo delle tensioni ammissibili il fattore di struttura  $\beta$  sarà quello delle murature armate.

Qualora si adotti il metodo degli stati limite il coefficiente di struttura  $q$  sarà quello delle murature armate.

Ai fini della modellazione strutturale si adotteranno criteri aderenti al comportamento strutturale effettivo. Si potrà far riferimento a quanto riportato nell'Allegato 1 del presente decreto.

Nel caso b), che si verifica quando le tamponature non abbiano le caratteristiche di cui al punto 1 dell'allegato 1), ma comunque abbiano caratteristiche tali da determinare significativi effetti sulla struttura, fatto che si ritiene inevitabile se lo spessore delle stesse è superiore a 10 cm, si dovrà valutare il possibile effetto della disposizione irregolare in pianta od in alzato, nonché dell'interazione locale con i pilastri. In mancanza di più precise valutazioni la irregolarità in pianta sarà considerata incrementando la eccentricità delle masse dell'edificio di un valore pari al 5% della dimensione in pianta. La irregolarità verticale dovrà essere oggetto di una specifica valutazione da parte del progettista.

Qualora l'altezza delle tamponature non si estenda per l'intero interpiano ma solo ad una porzione dello stesso, si dovrà tener conto della riduzione dell'altezza libera del pilastro in particolare al fine della valutazione del taglio di calcolo. Si valuterà la necessità di estendere i provvedimenti costruttivi relativi alle zone critiche di estremità dei pilastri e di dover disporre di opportune armature ad  $x$  all'intera porzione di pilastro libero.

### **C.7 Edifici con struttura a pannelli portanti**

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. Nel caso di pannelli costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato costruito in opera, la certificazione di idoneità deve essere rilasciata esclusivamente se costituiscono un sistema, intendendosi per tale la realizzazione di particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo.

Lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento secondo due direzioni orizzontali ortogonali.

I procedimenti di verifica sismica vengono di norma eseguiti con le modalità previste nel punto C.6. Ove si adotti il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto C.6.1.2.1 assegnando, nella valutazione di  $F_h$ , al coefficiente di struttura il valore  $\beta = 1,4$  e al coefficiente di risposta il valore  $R = 1$ .

Ove si adotti il metodo di verifica agli stati limite, il coefficiente di struttura  $q_0 = 3,5$ .

Qualora la sperimentazione non dimostri in modo esauriente il comportamento duttile delle strutture, il valore di  $\beta$  sarà convenientemente aumentato secondo quanto indicato nella presente norma per gli edifici prefabbricati al punto C.6.1.2, o analogamente il valore di  $q_0$  sarà convenientemente ridotto secondo quanto indicato al punto C.6.2.1.

### **C.8 Edifici con struttura in legno (Vedere testo del 12 6 03 Sanpaolesi)**

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legno devono essere di un solo pezzo oppure collegate in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni.

### **C.9 Interventi sugli edifici esistenti**

Gli interventi di adeguamento o di miglioramento di seguito definiti possono essere eseguiti senza l'obbligo del rispetto di quanto stabilito ai punti precedenti delle presenti norme, relativi alle nuove costruzioni.

Gli interventi comprendono le riparazioni dei danni prodotti da eventi sismici.

#### **C.9.1 Definizioni**

##### **C.9.1.1 Intervento di adeguamento**

Si definisce intervento di adeguamento l'esecuzione di un complesso di opere sufficiente per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3., C.9.6.3. e C.9.7.3.

È fatto obbligo di procedere all'adeguamento a chiunque intenda:

a) sopraelevare o ampliare l'edificio.

Si intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso. Nel caso in cui detto ampliamento riguardi edifici realizzati prima della entrata in vigore, nella zona, delle norme sismiche, non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto C.3.;

b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;

c) effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per innovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero dei piani, sono ammissibili esclusivamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione di altezza, senza il rispetto delle norme di cui ai punti C.2. e C.3., qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

##### **C.9.1.2 Intervento di miglioramento**

Si definisce intervento di miglioramento l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

È fatto obbligo di eseguire interventi di miglioramento a chiunque intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali dell'edificio.

Tale tipologia d'intervento si applica, in particolare, al caso degli edifici di carattere monumentale, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale.

## **C.9.2 Progetto esecutivo**

### **C.9.2.1 Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento**

Gli interventi di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il progetto deve essere completo ed esauriente per planimetria, piante, sezioni, particolari esecutivi, relazione tecnica, relazione sulle fondazioni e fascicolo dei calcoli per la verifica sismica. In particolare la relazione tecnica deve riferirsi anche a quanto indicato nei successivi punti C.9.2.3 e C.9.2.4.

In ogni caso i disegni di progetto devono contenere le necessarie informazioni atte a definire le modalità di realizzazione degli interventi nonché, ogni qualvolta occorra, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le relative prescrizioni specifiche.

Nel caso in cui sia prescritto l'adeguamento ai sensi del precedente punto C.9.1.1, e viceversa, in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risulti che non occorrono provvedimenti di adeguamento, deve essere ugualmente presentata, ai sensi del citato art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, la documentazione tecnica sopra indicata riferita al fabbricato esistente.

La verifica sismica è tassativa per gli edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti.

Essa può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica per gli edifici in muratura ordinaria che, allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo eventualmente progettate, posseggano i requisiti costruttivi di cui ai punti C.5.1 e C.5.2. Se gli edifici in muratura ordinaria non hanno i requisiti citati, la verifica sismica è obbligatoria.

Nelle verifiche sismiche, per gli interventi di adeguamento, si terrà conto dei coefficienti di protezione sismica  $I$  definiti nei punti precedenti.

### **C.9.2.2 Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento**

Nel caso di interventi di miglioramento il progetto deve contenere la documentazione prescritta per gli interventi di adeguamento limitatamente alle opere interessate. Nella relazione tecnica deve essere dimostrato che gli interventi progettati non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio.

### **C.9.2.3 Operazioni progettuali**

Il progetto di un intervento su di un edificio è basato sulle seguenti operazioni:

- a) individuazione dello schema strutturale nella situazione esistente;
- b) valutazione delle condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali interessati dagli interventi, avuto riguardo alla eventuale degradazione dei materiali e ad eventuali dissesti in atto;
- c) scelta progettuale dei provvedimenti di intervento operata sulla base degli elementi come sopra determinati;
- d) verifica sismica, se necessaria, del nuovo organismo strutturale.

### **C.9.2.4 Criteri di scelta progettuale**

I criteri adottati nella scelta del tipo di intervento devono scaturire da uno studio preliminare dell'organismo edilizio riguardante in particolare:



- a) le caratteristiche, nella situazione esistente, sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso;
- b) l'evoluzione storica delle predette caratteristiche con particolare riferimento all'impianto edilizio originario ed alle principali modificazioni intervenute nel tempo;
- c) l'analisi globale del comportamento strutturale al fine di accertare le cause ed il meccanismo di eventuali dissesti in atto.

### **C.9.3 Provvedimenti tecnici di intervento**

I provvedimenti tecnici per interventi di adeguamento o di miglioramento antisismico possono ottenersi sia mediante la riduzione degli effetti delle azioni sismiche, sia mediante l'aumento della resistenza dell'organismo edilizio, o di sue parti, a tali azioni.

Provvedimenti tecnici devono altresì essere adottati per consolidare, e se del caso eliminare, elementi non strutturali il cui eventuale crollo possa causare vittime o danni.

#### ***C.9.3.1 Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici***

I provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

- a) nella riduzione delle masse non strutturali;
- b) altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento d'insieme del sistema edilizio, fra i quali:
  - creazione ed adeguamento dei giunti;
  - riduzione degli effetti torsionali;
  - modifica delle rigidità.

#### ***C.9.3.2 Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi ad aumentare la resistenza***

I provvedimenti tecnici di adeguamento antisismico intesi ad aumentare la resistenza delle strutture consistono sia nell'aumentare la resistenza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente, sia nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

I provvedimenti tecnici di miglioramento antisismico sono indicati al successivo punto C.9.8. Possono usarsi anche tecniche d'intervento non ivi esplicitamente menzionate, purché risultino, sulla base di adeguata documentazione, di eguale efficacia.

#### ***C.9.3.3 Provvedimenti tecnici in fondazione negli interventi di adeguamento***

Le verifiche debbono essere eseguite secondo i criteri stabiliti nel decreto ministeriale 11 marzo 1988 ed eventuali successive modifiche e integrazioni, riducendo del 20% i coefficienti di sicurezza ivi prescritti.

Nel caso di edifici situati su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio tenuto conto della presenza dell'edificio secondo quanto disposto alla sezione G del sopracitato decreto.

Ove la verifica sopraindicata non risulti soddisfatta, ovvero possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera fenomeni di liquefazione, si deve stabilizzare la zona mediante idonei interventi, il positivo risultato dei quali deve essere documentato con osservazioni e misure in situ.

Negli interventi di adeguamento i provvedimenti sulle strutture di fondazione e le relative verifiche possono essere omessi, qualora, su motivato giudizio del progettista ed in relazione alle caratteristiche dei terreni, come deducibile dalla relazione geotecnica di cui al sopracitato decreto, siano verificate contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;

- b) gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- c) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- a) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo  $\beta = 2$ .

#### ***C.9.3.4 Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento***

Nel caso di giunti non dimensionati in conformità al punto C.4. si deve provvedere, in generale, al loro adeguamento.

In alternativa si può intervenire:

- inserendo elementi di protezione al martellamento;
- oppure eliminando il giunto mediante il collegamento delle strutture da esso separate. In tale caso si deve tener conto di tale nuovo accoppiamento nella verifica dell'edificio.

Qualora l'adeguamento delle dimensioni del giunto risulti tecnicamente molto complesso o particolarmente oneroso, è consentito di non effettuare l'adeguamento nei seguenti casi:

- a) il calcolo delle deformazioni relative fra i due corpi di fabbrica, svolto secondo i criteri indicati al punto C.6.1.4 ma dividendo gli spostamenti sismici  $\eta_d$  per un fattore, pari a 6 nel caso degli edifici in muratura, e pari a 3 per gli altri tipi di strutture, assicuri la mancanza di effetti di martellamento
- b) edifici contigui, entrambi in muratura ordinaria ed aventi altezze che rientrino nei limiti di cui al punto C.2.

#### ***C.9.3.5 Aggetti verticali***

Gli elementi verticali (quali comignoli, torrini, parapetti, ecc.) devono essere opportunamente vincolati alle strutture portanti ed essere resi resistenti alle forze sismiche.

#### **C.9.4 Collaudo degli interventi di adeguamento**

Gli interventi di adeguamento devono essere sottoposti a collaudo da parte di un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto all'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il collaudo, da eseguirsi preferibilmente in corso d'opera, deve tendere ad accertare sostanzialmente che la realizzazione degli interventi sia avvenuta conformemente alle prescrizioni progettuali e nel rispetto delle finalità indicate dal progetto, controllando, in particolare, l'efficienza dei collegamenti, eseguiti tra i nuovi sistemi resistenti, eventualmente inseriti, e le strutture preesistenti. Il collaudo deve essere basato sulle risultanze di saggi e di prove sia in situ che su campioni, in laboratorio.

### **C 9.5 Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura ordinaria**

#### ***C.9.5.1 Schema strutturale***

Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all'azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; ove possibile, deve essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.

Debbono inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso.

Infine, per tutte le strutture spingenti, deve provvedersi all'assorbimento delle relative spinte.

Si deve accertare l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, va accertata l'efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido.

Per ciascuna parete si considerano in genere separatamente le azioni ad essa complanari e quelle normali.

Le azioni complanari alle pareti vanno valutate tenendo conto della redistribuzione operata dai solai solo se questi presentano adeguata rigidità nel loro piano e buon collegamento con le pareti. Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti, queste si considerano vincolate ai solai ed alle pareti trasversali solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti.

### **C.9.5.2 Analisi dei materiali**

La resistenza della muratura è calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario.

### **C.9.5.3 Verifica sismica**

La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza caratteristica delle murature, valutando le azioni sismiche, a seconda del metodo di verifica adottato, in accordo con quanto indicato al precedente punto C.6.

#### **C.9.5.3.1 Metodo delle tensioni ammissibili**

Nella valutazione di  $F_h$ , va assunto un valore del coefficiente di struttura  $\beta$ :

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

ove, a  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , si attribuiscono i seguenti valori:

$\beta_1$  (coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura) = 2;

$\beta_2$  (coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica adottate) = 2.

Per la verifica sismica si può adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prende in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti.

Si considera trascurabile la rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

L'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a  $\beta C$  volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a  $\beta C$  volte il carico trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali.

Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente.

Le verifiche relative alle fondazioni, previste dal decreto ministeriale 11 marzo 1988, vanno eseguite secondo i criteri stabiliti in detto decreto; le azioni sismiche sono calcolate assumendo per il coefficiente  $\beta_2$  il valore  $\beta_2 = 1$ .

#### **C.9.5.3.2 Metodo agli stati limite**

Nella valutazione di  $F_h$ , va assunto un valore del fattore di struttura :

$$q = 2$$

Per la verifica sismica si può adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prende in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti.

Si considera trascurabile la rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

L'azione sismica ortogonale alla parete è valutata sulla base dei risultati dell'analisi dinamica, oppure può essere rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari alla forza sismica dovuta alla massa della parete e da forze orizzontali concentrate pari alla forza sismica dovuta al carico

trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali. Le forze sismiche sono quelle definite al punto C.6, assumendo  $q = 2$ . Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci. L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente.

#### *C.9.5.3.3 Stato limite di danno*

Per le costruzioni in muratura le verifiche di deformabilità relative allo stato limite di danno, sono assunte soddisfatte qualora sia soddisfatta la verifica di resistenza per l'azione sismica relativa alla classificazione per lo SLD con  $q=1.8$ .

### **C.9.6 Interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato**

#### ***C.9.6.1 Schema strutturale***

Lo schema strutturale resistente alle azioni sismiche deve derivare da un'analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo adeguatamente in conto la partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. In particolare, deve essere adeguatamente studiata la modellazione dei sistemi strutturali più rigidi, quali le scale o altri eventuali nuclei presenti nel fabbricato.

Si deve anche tener conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidità e di resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi deve essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali.

Qualora lo schema strutturale sia basato sull'ipotesi di infinita rigidità dei solai nel loro piano, come previsto al punto C.6.1.2, deve essere accertata la effettiva rispondenza di tale ipotesi con la effettiva configurazione strutturale dei solai stessi.

#### ***C.9.6.2 Analisi dei materiali e particolari costruttivi***

La resistenza degli elementi strutturali viene stimata avuto riguardo alla qualità e allo stato di conservazione del conglomerato e dell'armatura metallica.

Opportune indagini sono eseguite per appurare l'affidabilità dei dettagli costruttivi, in particolare degli ancoraggi delle armature in corrispondenza dei principali nodi trave-pilastro.

#### ***C.9.6.3 Verifica sismica***

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1 e C.6.2.

### **C.9.7 Interventi di adeguamento delle costruzioni con struttura metallica**

#### ***C.9.7.1 Schema strutturale***

Lo schema strutturale resistente all'azione sismica deve rispecchiare il comportamento globale dell'edificio.

Va tenuto conto della presenza di elementi anche non strutturali che limitino la deformabilità dell'organismo portante: si valuterà la rigidità e la resistenza di tali elementi per giudicare la loro partecipazione al comportamento d'insieme.

Va accertata altresì l'efficienza degli elementi di controvento costituiti da nuclei in cemento armato oppure da strutture verticali in acciaio o altro, tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo offerte dalle fondazioni.

#### ***C.9.7.2 Analisi dei materiali e particolari costruttivi***

Le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali sono valutate mediante esame dello stato di conservazione del materiale metallico e dell'integrità fisica di ogni loro parte. L'indagine deve essere estesa, a seconda della tipologia strutturale dell'edificio, agli elementi controventanti (nuclei

di cemento armato, controventi verticali in acciaio, ecc.), agli elementi di collegamento di questi ultimi alle piastre ed agli ancoraggi alle fondazioni.

### **C.9.7.3 Verifica sismica**

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1 e C.6.2.

## **C.9.8 Interventi tecnici di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria**

### **C.9.8.1 Pareti murarie**

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità quali strapiombi od estese lesioni possono essere riparate; nel caso contrario vanno demolite e ripristinate possibilmente con materiali inerti simili alla muratura preesistente.

Le riparazioni sono in genere effettuate mediante:

- iniezione di miscele leganti;
- applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
- inserimento di pilastri;
- tirantature orizzontali e verticali.

Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati.

In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immorsata alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.

### **C.9.8.2 Solai**

Ove si proceda alla sostituzione di solai, questi devono essere del tipo in cemento armato ordinario o precompresso o solai misti con blocchi interposti in laterizio od altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

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

I cordoli possono 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 precompressione.

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

Eventuali solai in legno possono assolvere alla sola alla funzione di supporto dei carichi verticali, ovvero anche alla funzione di collegamento delle pareti portanti e di distribuzione delle forze sismiche di piano. Nel primo caso sarà sufficiente predisporre ancoraggi efficaci, anche al fine di ridurre l'eccentricità sulle pareti. Nel secondo caso è essenziale che i solai siano ben collegati alle murature portanti e possiedano un'adeguata rigidità nel proprio piano.

Nel caso si impieghino travetti prefabbricati, in cemento armato ordinario o precompresso, si deve 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.

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

### **C.9.8.3 Scale**

Le scale in muratura non portante (cosiddette alla romana) devono di regola essere 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, possono adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

#### ***C.9.8.4 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 possono essere risarcite mediante adeguate cuciture ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche o altro materiale o sistema idoneo.

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

#### ***C.9.8.5 Coperture***

I tetti, ove sostituiti, debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento.

Nel caso di tetti in legno si deve garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

#### ***C.9.9 Edifici con struttura mista***

Nel caso di edifici le cui strutture resistenti siano realizzate con combinazioni di elementi in muratura, in calcestruzzo armato o metallici, si applicano le prescrizioni di cui alle presenti norme relative alla tipologia degli elementi strutturali ai quali è prevalentemente affidato il compito di resistere alle forze orizzontali.

Deve essere verificata la compatibilità delle deformazioni dei vari elementi presenti nonché la validità dei collegamenti fra gli elementi strutturali di diversa tipologia.

#### ***C.9.10 Complessi edilizi***

Nel caso di complessi edilizi privi di giunti tra gli edifici, il progetto esecutivo dell'intervento deve documentare la situazione statica degli edifici contigui, a dimostrazione che gli interventi previsti non arrechino aggravii a tale situazione.

## D - OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

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

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

Oltre alla spinta statica  $F$  (calcolata per i valori di  $i$  e di  $\beta$ ), devono considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

1) un incremento di spinta  $\Delta F$  pari alla differenza fra la spinta  $F_s$  esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica  $F$ :

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui  $F_s = A \cdot F$

ove:

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

$\theta = \arctg C$ ;

$C =$  coefficiente d'intensità sismica;

$F'$  = spinta calcolata per  $i' = i + \theta$  e  $\beta = \beta + \theta$

$\beta =$  angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

$i =$  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 nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi.

Le verifiche di cui sopra possono omettersi per i muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali devono essere effettuate adottando le forze sopra definite quando si operi col metodo delle tensioni ammissibili, ovvero incrementando del 50% i valori di  $F_s$ ,  $F$  e di  $F_i$  nella verifica dello stato limite ultimo con la combinazione delle azioni.

## ALLEGATO 1 Interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura

### 1.1 Modello di calcolo

Il procedimento di calcolo esposto nel seguito, può essere ritenuto valido per riprodurre con sufficiente approssimazione il comportamento di un elemento di telaio contenente una tamponatura muraria e sottoposto all'azione di una forza laterale quando siano soddisfatte le seguenti condizioni:

1. Il telaio è costituito da elementi di cemento armato (o metallici) adeguatamente collegati fra loro nei nodi ed aderenti alla tamponatura. Questa deve essere efficacemente collegata alla intelaiatura in modo che ne sia assicurato il contatto e quindi l'aderenza tale da garantire la trasmissione di sforzi normali e taglianti oltre all'inamovibilità;
2. Il rapporto  $h/l$  (Fig. 1) fra i lati del pannello murario deve essere compreso di norma tra 0,5 e 2,0;
3. Il rapporto  $h/t$  (Fig. 1) fra l'altezza e lo spessore (snellezza) del pannello murario non deve essere superiore a 20;
4. Nel pannello di tamponatura non devono essere presenti aperture, salvo che queste siano delimitate da intelaiature in cemento armato atte a ricostituire la continuità dei due tratti delle diagonali di muratura come in seguito esposto.

### 1.2 Valutazione della deformabilità laterale

Per la valutazione della deformabilità laterale del sistema composto da telaio e tamponatura, quindi per il calcolo della ripartizione delle forze sismiche orizzontali fra gli elementi resistenti, si può tener conto dell'effetto delle tamponature in maniera sufficientemente approssimata considerando il funzionamento di un puntone diagonale equivalente (Fig. 2). Tale puntone deve avere lo spessore  $t$  della muratura e la larghezza  $s$  uguale ad  $1/10$  della lunghezza della diagonale. Si può considerare allora un sistema equivalente formato dalle travi e dai pilastri del telaio, nonché dai suddetti puntone diagonali considerati incernierati alle estremità (Fig. 3).

Ogni puntone avrà pertanto una rigidezza equivalente pari a:

$$(EA/d)_{eq} = 0.1 \cdot E_m \cdot t$$

in cui  $d = \sqrt{l^2 + h^2}$  è la lunghezza della diagonale, mentre  $E_m$  è definito nel successivo punto C.6.6.4.

### 1.3 Meccanismi di rottura dei pannelli murari

Il comportamento laterale di un telaio piano risente fortemente dell'effetto di interazione prodotto dalle tamponature presenti nel piano del telaio stesso, purché queste siano ad esso efficacemente collegate. Su tale effetto si può fare affidamento quando siano soddisfatte le condizioni di seguito indicate:

1. il pannello è contenuto nel piano medio del telaio;
2. le caratteristiche meccaniche dei materiali e gli spessori sono tali da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza; in particolare sono da escludere le pareti in foglio, o costituite da elementi con percentuale di foratura superiore al 45%;
3. è assicurato il contatto con la struttura di cemento armato;
4. sono assenti aperture, ovvero, quando presenti, le stesse sono adeguatamente riquadrate;
5. le tamponature hanno elevata resistenza all'azione sismica ortogonale al piano del pannello.

Con riferimento ad una maglia di telaio interagente con un pannello murario in essa contenuto ed avente spessore  $t$ , lunghezza  $l$  ed altezza  $h$  (Fig. 1), le ricerche sperimentali svolte hanno messo in evidenza la possibilità di tre meccanismi di rottura delle murature:

- b) rottura per scorrimento orizzontale dovuta alle tensioni tangenziali agenti nella zona centrale della tamponatura, secondo lo schema rappresentato nella Figura 4a;
- c) rottura diagonale per trazione, dovuta alle tensioni di trazione inclinate, agenti anche esse nella zona centrale della tamponatura (Fig. 4 b);



d) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze orizzontali di interazione trasmesse dal telaio (Fig. 4c).

La rottura della struttura di cemento armato verrà esaminata al successivo punto C.6.6.5.

#### 1.4 Verifica della tamponatura

Le verifiche di resistenza relative alle tre condizioni di rottura descritte al paragrafo precedente, in via approssimata possono essere condotte sulla base delle seguenti relazioni:

- Verifica allo scorrimento orizzontale:

$$H_0 \leq \frac{\tau_u}{\phi} \cdot l \cdot t \quad (A)$$

essendo

$$\tau_u = f_{vko} \cdot \sqrt{1 + \frac{\left(0.8 \cdot \frac{h}{l} - 0.2\right) \cdot H_0}{1.5 \cdot f_{vko} \cdot l \cdot t}}$$

- Verifica a trazione lungo la diagonale:

$$H_0 \leq \frac{f_{vko}}{0.6 \cdot \phi} \cdot l \cdot t \quad (B)$$

- Verifica allo schiacciamento degli spigoli:

$$H_0 \leq 0.8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} \cdot I \cdot h \cdot t^3} \quad (C)$$

Nelle formule scritte, oltre alle dimensioni  $h$ ,  $l$ ,  $t$  del pannello murario sono state indicate le seguenti grandezze:

$H_0$  = forza sismica orizzontale agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente), da valutare tenendo conto del coefficiente di struttura  $\beta$ ;

$f_{vko}$  = resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di compressione;

$f_k$  = resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$\theta$  =  $\arctg\left(\frac{h}{l}\right)$ , angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;

$\phi$  = fattore di riduzione delle tensioni, pari a:  
2 per le verifiche alle tensioni ammissibili;  
1 per verifiche agli stati limite;

$E_c$  = modulo di elasticità di calcestruzzo;

$E_m$  = modulo di elasticità della muratura;

$I$  = momento di inerzia della sezione trasversale del pilastro calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (in caso di pilastri di diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti di inerzia);

Per i valori delle caratteristiche di resistenza e dei moduli elastici della muratura può farsi riferimento al DM 20.11.1987 oppure a risultati di apposite indagini teorico-sperimentali, chiaramente comprovati.

#### 1.5 Verifica delle strutture di contenimento in cemento armato

##### Forze assiali nei pilastri.

Si deve tener conto delle variazioni delle forze assiali nei pilastri, che si calcolano applicando le forze sismiche orizzontali al modello di struttura comprendente i puntoni equivalenti (Fig. 3).

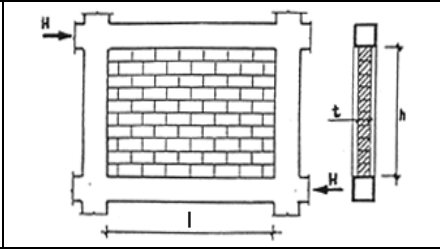
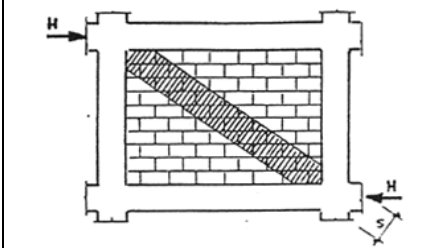
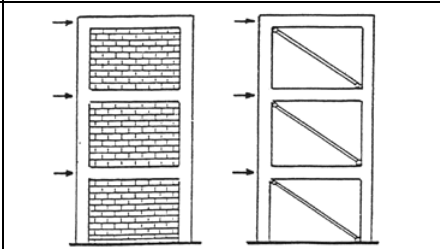
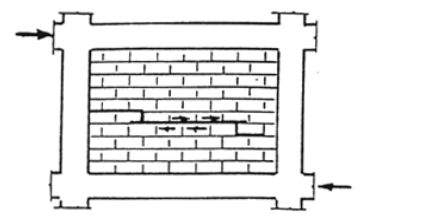
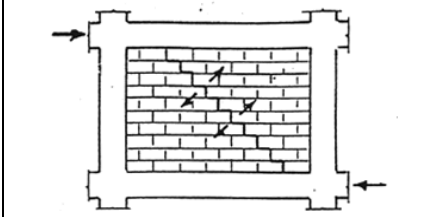
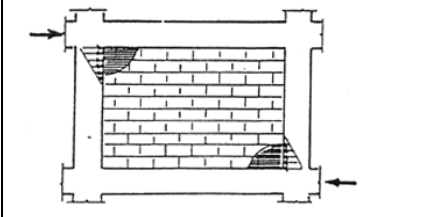
**Forze di taglio nei pilastri**

Per la validità delle considerazioni svolte e delle formule indicate è essenziale che la rottura per taglio dei pilastri non preceda quella dei pannelli murari. Pertanto ciascun pilastro adiacente ad un pannello di tamponatura deve essere verificato per una forza tagliante pari al taglio su di esso calcolato secondo lo schema indicato al punto C.6.6.2, aumentato della forza orizzontale  $H_0$  calcolata per la tamponatura.

**Flessione nei pilastri**

Ciascun pilastro che affianchi una tamponatura deve essere verificato per un momento flettente pari al momento flettente su di esso calcolato secondo lo schema indicato al punto C.6.6.2, aumentato del momento:

$$M = \frac{\pm H_0 \cdot h}{10}$$

		
	Fig.1	
		
	Fig.2	
		
	Fig.3	
		
Fig.4a	Fig.4b	Fig.4c

### **1.6. Disposizioni aggiuntive**

Qualora le tamponature non abbiano le caratteristiche di cui al punto 6.6.1, ma comunque abbiano caratteristiche tali da determinare significativi effetti struttura, fatto che si ritiene inevitabile se lo spessore delle stesse è superiore a 10 cm, si dovrà valutare il possibile effetto della disposizione irregolare in pianta od in alzato, nonché dell'interazione locale con i pilastri. In mancanza di più precise valutazioni la irregolarità in pianta sarà considerata incrementando la eccentricità delle masse dell'edificio di un valore pari al 5% della dimensione in pianta. La irregolarità verticale dovrà essere oggetto di una specifica valutazione da parte del progettista.

Qualora l'altezza delle tamponature non si estenda per l'intero interpiano ma solo ad una porzione dello stesso, si dovrà tener conto della riduzione dell'altezza libera del pilastro in particolare al fine della valutazione del taglio di calcolo. Si valuterà la necessità di estendere i provvedimenti costruttivi relativi alle zone critiche di estremità dei pilastri e di dover disporre di opportune armature ad x all'intera porzione di pilastro libero.