

3 febbraio 2005

Prof. Remo Calzona  
Presidente della Commissione  
per la redazione del Testo Unico della normativa tecnica

Ministero delle Infrastrutture  
Roma

e, p.c.,

Dottor Guido Bertolaso  
Capo del Dipartimento della protezione civile  
Presidenza del Consiglio dei Ministri

Roma

Caro Calzona,

nel corso dei lavori per la redazione del testo unico, è stata più volte da te ribadita l'opportunità che il medesimo contenesse principi di natura fondamentale piuttosto che regole soggette al mutare delle conoscenze e delle tecniche costruttive, e che da tale ragione scaturisse la necessità di orientarsi su espressioni con natura fortemente prestazionale.

Il testo che ti consegnammo il 14 dicembre scorso, relativamente ai capitoli sull'azione sismica e sulle particolari prescrizioni per le zone sismiche, rispondeva esattamente a tali requisiti, come avevi del resto avuto la gentilezza di riconoscere "a caldo".

Siamo dunque rimasti assai sorpresi nel verificare direttamente sul testo distribuito il 27 gennaio, senza alcun tipo di interazione successiva alla metà di dicembre, sia l'introduzione di alcune modifiche, che riteniamo inopportune ed in alcuni casi pericolose, nel capitolo relativo all'azione, sia il mancato utilizzo del capitolo concernente le prescrizioni per le zone sismiche, sostituito da poche *prescrizioni*, sommarie e assai discutibili, nelle parti relative alla robustezza strutturale delle costruzioni. Per conseguenza, la norma sismica perde ogni connotazione prestazionale, scompare ogni principio di gerarchia delle resistenze, fondamentale nell'attuale concezione della sicurezza sismica, si trasforma in una serie di regole incompleta e non sistematica, che contraddice l'obiettivo dichiarato del Testo Unico.

Sottoponiamo dunque alla tua attenzione i seguenti punti:

- Una corretta trattazione delle norme sismiche è di rilevanza fondamentale: frasi del tipo "*i valori numerici del fattore q vanno definiti dal progettista e/o dal committente*" (pagina 27) porterebbero inevitabilmente a situazioni pericolose e sono dunque da ritenersi estranee ad ogni logica di prudenza e responsabilità, non consentendo che documenti applicativi successivamente prodotti possano coerentemente indicare regole di dettaglio e valori numerici per l'insieme dei fattori che assicurano la sicurezza delle costruzioni. Prescrizioni incidentali relative alla progettazione sismica inserite in maniera non sistematica in altri capitoli risultano in palese contraddizione con la dichiarata natura prestazionale del Testo Unico.
- Abbiamo provveduto ad una revisione di entrambi i capitoli per i quali hai chiesto il nostro contributo, abbreviandoli per quanto possibile e rendendoli ancora più coesi con la logica espressa per la redazione del documento. In particolare, l'attuale lunghezza del capitolo sulle

prescrizioni (ridotta a meno di quaranta pagine) non può certo considerarsi eccessiva, quando la si confronti con le cinquanta pagine dedicate alle opere ferroviarie, con le novanta dedicate alle costruzioni o con le ottanta dedicate ai materiali.

Per quanto riguarda il capitolo sull'azione sismica le variazioni apportate sono di modesta rilevanza ed hanno spesso carattere formale, con l'eccezione di quanto precedentemente espresso il relazione alla definizione del fattore di struttura.

- I contenuti di tale capitolo hanno carattere fortemente concettuale e prestazionale, in modo assai più marcato di qualsiasi altra parte del testo. È pertanto necessario fare riferimento a documenti applicativi che consentano una traduzione dei principi in regole. Sino all'eventuale pubblicazione di allegati tecnici da parte del Ministero, tali documenti non possono che essere individuati negli allegati all'Ordinanza PCM 3274/2003 e successive modifiche o nell'Eurocodice 8.

Sulla base di tali osservazioni, ti segnaliamo l'esigenza di eliminare tutti i riferimenti alle prescrizioni per le costruzioni in zona sismica da ogni altro capitolo, in quanto risulterebbero duplicativi o contraddittori, e di inserire integralmente nel Testo Unico i documenti che alleghiamo, relativi ai capitoli già citati, non senza rappresentarti sin d'ora che anche piccole correzioni non concordate potrebbero portare a rilevanti contraddizioni o inconsistenze.

È ovvio che in mancanza di un accoglimento di queste richieste il nostro dissenso è assoluto.

Ti segnaliamo inoltre che il modo in cui è stato prodotto il Testo Unico, non ci consente di sentirci corresponsabili di altri capitoli, oltre ai due citati, neppure come membri della commissione, poiché è stato possibile solo un esame frettoloso, senza interazioni critiche a carattere globale o specifico.

Come abbiamo già rilevato in occasione della prima trasmissione dei documenti, la nostra partecipazione ai lavori non può essere intesa come una forma di implicito consenso del Dipartimento della protezione civile, la cui concertazione è richiesta dall'Art. 5 del DL 28/5/05 n. 136, convertito dalla legge 27/7/04 n. 186, sia sulla redazione delle norme tecniche da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sia per l'approvazione da parte del Ministro delle Infrastrutture. Tuttavia, ci pare evidente come il consenso degli esperti indicati dal Dipartimento possa costituire condizione necessaria, se non sufficiente, al conseguimento delle intese richieste.

Cordiali saluti,

Paolo Emilio Pinto

Gian Michele Calvi

Allegati:

A) Correzioni richieste in capitoli diversi dal 3.2 e 5.7

B) Testo del capitolo 3.2. AZIONE SISMICA

C) Testo del capitolo 5.7 PARTICOLARI PRESCRIZIONI SULLE ZONE SISMICHE

## CORREZIONI RICHIESTE IN CAPITOLI DIVERSI DAL 3.2 E 5.7

**NOTA FONDAMENTALE:**

Le note che seguono si riferiscono ad alcuni punti specifici del Testo Unico ed hanno carattere esemplificativo.

**La richiesta fondamentale consiste nell'eliminazione di ogni prescrizione relativa ad azione sismica e prescrizioni particolari per le costruzioni in zona sismica da capitoli diversi dal 3.2. e 5.7.**

Capitolo	Commento e richiesta
5.	Non appare giustificata l'applicabilità del "metodo tensionale" alla progettazione sismica nelle zone 3 e 4, né la descrizione di cui al punto 2.8 appare adeguata al fine di una eventuale, sia pure non appropriata, applicazione del metodo. <b>Eliminare le ultime quattro righe.</b>
5.1.6.2	Consentire un minimo di armatura generalizzato a 0.3 % in zona sismica non è ragionevole. <b>Eliminare le ultime due righe, che trovano riscontro nel capitolo 5.7.</b>
5.1.6.3	Raddoppiare le prescrizioni in zona sismica non trova riscontro scientifico, può essere inadeguato o eccessivo, è pertanto prescrittivo, sommario, irragionevole e potenzialmente pericoloso. <b>Eliminare le ultime due righe, che trovano riscontro nel capitolo 5.7.</b>
5.1.6.6	Vale il commento del punto precedente. <b>Eliminare le ultime cinque righe, che trovano riscontro nel capitolo 5.7.</b>
11.8	È compreso nel capitolo 5.7. <b>Eliminare integralmente.</b>

## 3.2 AZIONE SISMICA

### 3.2.1 Generalità

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

### 3.2.2 Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni, i valori da utilizzare per  $V_{s30}$ ,  $N_{SPT}$  e  $c_u$  sono valori medi):

- A - *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 750 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B - *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 750 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa).
- C - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).
- D - *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).
- E - *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 750$  m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali vengono successivamente definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 100$  m/s ( $10 < c_u < 20$  kPa)

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti  $V_{s30}$  è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (3.2.1)$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_{S30}$ , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di  $N_{SPT}$ .

### 3.2.3 Calcolo dell'azione sismica

#### 3.2.3.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni. I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20%, riportati nella Tabella 3.2.1.

Tabella 3.2.1– Valori di  $a_g$  da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

#### 3.2.3.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.3.

Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto 3.2.3.7.

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 specificato in 3.2.3.3.

#### 3.2.3.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ( $a_g S$ ) del terreno che caratterizza il sito.

Gli spettri di seguito definiti potranno essere applicati per strutture con periodo fondamentale che non ecceda 4,0 s. Per periodi superiori ed in caso di profili stratigrafici di tipo S1 o S2 l'azione sismica dovrà essere definita da appositi studi.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{0,4}{\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (3.2.2)$$

nelle quali:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

Per strutture con fattore di importanza  $\gamma_I > 1$ , erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione  $> 15^\circ$  e dislivello superiore a circa 30 metri, l'azione sismica dell'equazione (3.2.2) dovrà essere incrementata moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . In assenza di studi specifici si potranno utilizzare per  $S_T$  i seguenti valori:

a)  $S_T = 1,2$  per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

- b)  $S_T = 1,4$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media  $> 30^\circ$ ;  
 c)  $S_T = 1,2$  per siti del tipo b) ma con pendenza media inferiore.  
 Il prodotto  $S \cdot S_T$  può essere assunto non superiore a 1.6.

$\eta$  fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ), essendo  $\xi$  espresso in percentuale :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.2.3)$$

$T$  periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

$T_B, T_C, T_D$  periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di  $T_B, T_C, T_D$  e  $S$  da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.2.2, sono riportati nella Tabella 3.2.2

Tabella 3.2.2- Valori dei parametri nelle espressioni (3.2.2) dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,7 \left( \frac{T}{T_B} + \frac{1}{3\eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,7 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,7 \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,7 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \quad (3.2.4)$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati in Tabella 3.2.3.

Tabella 3.2.3- Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (3.2.5)$$

#### 3.2.3.4 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo ( $d_g$ ) e ( $v_g$ ) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}d_g &= 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \\v_g &= 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g\end{aligned}\tag{3.2.6}$$

### 3.2.3.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ . L'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.3, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore  $q$ . I valori del fattore  $q$  vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T}{T_B} + 0,4q_0 \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \\T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)\end{aligned}\tag{3.2.7}$$

in cui  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti in Tabella 3.2.2. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$\begin{aligned}0 \leq T < T_B & \quad S_{vd}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,7}{q} \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{2,7} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\T_B \leq T < T_C & \quad S_{vd}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,7}{q} \\T_C \leq T < T_D & \quad S_{vd}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,7}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \\T_D \leq T & \quad S_{vd}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,7}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)\end{aligned}\tag{3.2.8}$$

in cui  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti in Tabella 3.2.3. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico definiti nel caso dello spettro di risposta elastico

### 3.2.3.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni è, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, definito dalle espressioni (3.2.2), in cui il valore di  $a_g$  deve essere calcolato eseguendo una puntuale valutazione dell'azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento pari al 64 % in 50 anni, ed i valori dei parametri  $S$ ,  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono quelli riportati nella Tabella 3.2.4.

Tabella 3.2.4 - Valori dei parametri nelle espressioni (3.2.2) dello spettro di risposta elastico per lo stato limite di danno

Categoria suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B, C, E	1,5	0,05	0,25	1,2

D	1,8	0,10	0,30	1,2
---	-----	------	------	-----

In alternativa lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico di cui al punto 3.2.3.3 secondo un fattore pari a 2,5.

### 3.2.3.7 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite ultimo e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali o simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.3. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e S. In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo – stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.

Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. 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 dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi  $0,15 s \div 2,0 s$  e  $0,15 s \div 2 T$ , in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

### 3.2.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

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

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad (3.2.9)$$

dove:

- $\gamma_I$  fattore di importanza;
- E 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;
- $\psi_{2i}$  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 delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (3.2.10)$$

dove:

- $\psi_{Ei}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{Ei} Q_{Ki}$  siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\phi$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  e  $\phi$  sono riportati nelle successive tabelle.

Tabella 3.2.5 - Coefficienti  $\psi_{2i}$  per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

Tabella 3.2.6 - Coefficienti  $\phi$  per edifici

Carichi ai piani	$\phi$
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

### 3.2.5 Aspetti particolari dell'azione sismica per gli edifici con isolamento sismico

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fondamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel paragrafo 3.2.3 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di edifici con isolamento sismico in questo paragrafo.

#### 3.2.5.1 Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 3.2.3.3 verranno adottati come spettri di progetto, assumendo  $T_D=2,5$  s. Le ordinate spettrali per  $T>4$ s saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a  $T=4$ s. Gli spettri di progetto allo stato limite di danno si ottengono dividendo le ordinate spettrali per 2,5.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.3 associate al valore di  $a_g$  fornito nel paragrafo 3.2.3.1 per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

#### 3.2.5.2 Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 3.2.3.7 e dalle seguenti.

La parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 3.2.3.7. Nel campo  $0,8T_{bf} \div 1,2T_{is}$ , ove  $T_{bf}$  rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e  $T_{is}$  rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all' 80% delle ordinate spettrali di riferimento.

### 3.2.6 Aspetti particolari dell'azione sismica per gli edifici esistenti

Per gli edifici esistenti può essere necessario definire uno stato limite più prossimo al collasso rispetto allo stato limite ultimo associato allo spettro definito al punto 3.2.3.5. In relazione a tale ulteriore stato limite si utilizzerà un'azione sismica caratterizzata da una probabilità di eccedenza pari al 2% in 50 anni.

In mancanza di studi specifici o dati più accurati, le accelerazioni di ancoraggio dello spettro elastico per tale stato limite si possono ottenere moltiplicando per 1,5 i valori indicati per lo stato limite ultimo.

### 3.2.7 Aspetti particolari dell'azione sismica per i ponti

#### 3.2.7.1 Spettro di risposta elastico in spostamento

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando l'espressione (3.2.5) per periodi di vibrazione che non eccedano i valori  $T_E$  indicati in Tabella 3.2.7.

Tabella 3.2.7 - Valori dei parametri  $T_E$  e  $T_F$

Categoria suolo	$T_E$	$T_F$
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti  $T_E$ , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti.

Per  $T_E < T < T_F$ :

$$S_{De}(T) = 0,025 a_g S T_C T_D (2,5 \eta + (1 - 2,5\eta) (T - T_E)/(T_F - T_E)) \quad (3.2.11)$$

Per  $T > T_F$ :

$$S_{De}(T) = d_g \quad (3.2.12)$$

Dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di  $d_g$ , definito al punto successivo.

#### 3.2.7.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ) potrà ottenersi utilizzando l'espressione (3.2.6)

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, il valore dello spostamento relativo, in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del ponte, tra due punti  $i$  e  $j$  caratterizzati da proprietà meccaniche del suolo differenti, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij} = 0,5 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad (3.2.13)$$

dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono gli spostamenti massimi del suolo ai supporti  $i$  e  $j$ , calcolati con riferimento alle caratteristiche di suolo locali. Gli spostamenti relativi  $d_{ij}$  possono essere trascurati se nessuna delle fondazioni poste nei punti  $i$  e  $j$  si trova su un suolo di categoria D.

#### 3.2.7.3 Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni delle pile, spalle), il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinsecamente propagatorio, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche meccaniche e morfologiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo del ponte in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti da un insieme

di spostamenti relativi tra supporti consecutivi caratterizzati da differenti proprietà meccaniche di suolo locali, questi ultimi calcolati secondo il punto 3.2.7.2, e applicati alternativamente con segno opposto (vedi Figura 3.2.1).

Per quanto riguarda gli effetti dinamici, si adotterà un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora il ponte venga suddiviso in porzioni ciascuna fondata su suolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica. Il giunto tra porzioni adiacenti dovrà essere dimensionato per il massimo spostamento relativo, somma degli effetti dinamici e di quelli pseudo-statici di cui al punto 3.2.7.2.

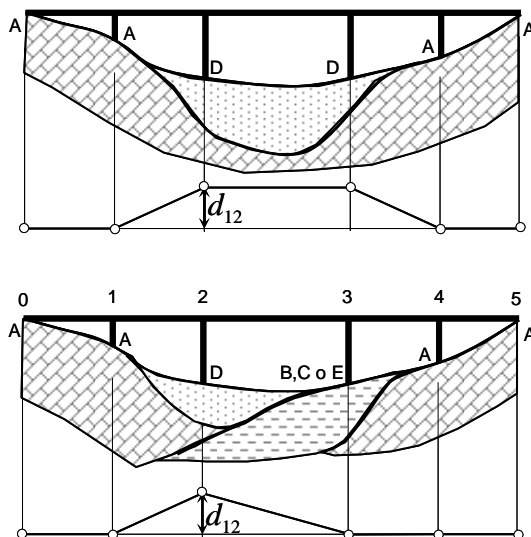


Figura 3.2.1-Esempi di insieme di spostamenti relativi da imporre ai supporti.

### 3.2.7.4 Componenti dell'azione sismica e loro combinazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti.

L'azione sismica verticale può essere trascurata nelle zone 3 e 4.

Il fattore  $q$  da associare alla azione verticale deve essere assunto sempre pari a:  $q = 1$ .

Se l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez} \quad (3.2.14)$$

con rotazione degli indici, essendo  $A_{Ei}$  l'azione diretta secondo la direzione  $i$ .

Se l'analisi viene eseguita in campo non lineare mediante integrazione al passo, le due componenti di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) devono venire applicate simultaneamente alla struttura, e gli effetti massimi saranno valutati assumendo il valore medio degli effetti più sfavorevoli ottenuti con ciascuna coppia (o tripletta) di accelerogrammi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dai valori medi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

### 3.2.7.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Ai fini delle verifiche di resistenza e di duttilità per lo SLU le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti secondo l'espressione:

$$\gamma_1 E + G_k + P_k \quad (3.2.15)$$

dove:

$\gamma_I$  Fattore di importanza

$E$  Azione sismica per lo stato limite in esame

$G_k$  Carichi permanenti al loro valore caratteristico

$P_k$  Valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute.

Per la verifica della compatibilità degli spostamenti dell'opera con le dimensioni dei giunti e delle sedi di appoggio si dovrà considerare anche l'effetto delle variazioni termiche, quando significativo.

#### 3.2.7.6 Ponti con isolamento sismico

Si applica quanto previsto per il caso degli edifici con isolamento sismico.

## **5.7 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE**

### **5.7.1 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA**

#### **5.7.1.1 Oggetto delle norme**

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la costruzione di nuove strutture nonché la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi di miglioramento ed adeguamento di strutture esistenti soggette ad azioni sismiche. Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile. Le norme contengono i principi fondamentali di validità generale e specifica che devono comunque essere rispettati, e che possono trovare applicazione in diversi sistemi di regole tecniche, oggetto di specifici allegati applicativi. In sede di prima applicazione, gli allegati 1, 2 e 3 all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo, n. 3274, e successive modifiche ed integrazioni, costituiscono l'allegato tecnico applicativo delle norme, l'Eurocodice 8 può costituire una legittima alternativa.

#### **5.7.1.2 Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)**

Sotto l'effetto della azione sismica di progetto definita al precedente capitolo 3, caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

#### **5.7.1.3 Protezione nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)**

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 64% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

#### **5.7.1.4 Prescrizioni relative ai terreni di fondazione**

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L'occorrenza di tali fenomeni dovrà essere indagata e valutata opportunamente. Scopo delle indagini sarà anche quello di classificare il terreno nelle categorie di cui al punto 3.2.2.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

#### **5.7.1.5 Livelli di protezione antisismica**

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si deve definire il livello di importanza dell'opera, ed associarvi uno specifico livello di protezione, in relazione all'interesse strategico per funzioni di protezione civile, alla necessità di funzionalità durante gli eventi sismici, alle conseguenze di un eventuale collasso.

A diversi livelli di importanza corrisponderà in generale un diverso stato limite accettabile per un evento caratterizzato dalla medesima probabilità di accadimento.

### **5.7.1.6 Caratteristiche generali degli edifici**

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità, regolarità in pianta e in altezza.

Alcuni elementi strutturali dell'edificio possono venire definiti "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi viene ignorata nell'analisi della risposta. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

### **5.7.1.7 Modellazione della struttura**

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato il contributo degli elementi non strutturali.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali. Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.

Gli edifici regolari in pianta possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale che tenga conto dell'incertezza relativa all'effettiva posizione del centro di massa.

Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, composta acciaio – calcestruzzo e muratura la rigidità degli elementi può essere riferita a condizioni fessurate.

### **5.7.1.8 Analisi**

#### **5.7.1.8.1 Aspetti generali**

Si distinguono i quattro metodi di analisi elencati nel seguito, che possono essere utilizzati secondo le limitazioni indicate per ciascuno di essi nei paragrafi successivi.

- a) statica lineare
- b) dinamica modale
- c) statica non lineare
- d) dinamica non lineare

#### **5.7.1.8.2 Analisi statica lineare**

L'analisi statica lineare può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza in cui il primo periodo di vibrazione della struttura, nella direzione in esame, non superi valori tali da farne corrispondere, nello spettro di risposta, una coordinata eccessivamente ridotta. L'analisi consiste nell'applicazione, ad un modello tridimensionale, del taglio massimo alla base della struttura sotto forma di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. Due modelli piani separati possono essere utilizzati a condizione che la struttura sia regolare anche in pianta.

#### **5.7.1.8.3 Analisi dinamica modale**

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale (sempre effettuabile) per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Due modelli piani separati possono essere utilizzati a condizione che la struttura sia regolare in pianta. Tutti i modi con massa partecipante significativa dovranno essere considerati e opportunamente combinati.

#### **5.7.1.8.4 Analisi statica non lineare**

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Nel caso di struttura non lineare in pianta (modello

tridimensionale) l'analisi può essere effettuata considerando l'azione sismica applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate e lo spostamento di un "punto di controllo";
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

E' possibile sostituire alle verifiche nei singoli elementi una verifica globale in spostamento.

L'analisi si effettua utilizzando valori medi delle proprietà dei materiali; il livello desiderato di protezione verso ciascuno stato limite si ottiene applicando successivamente un appropriato fattore di sicurezza globale, eventualmente in funzione delle incertezze associate allo specifico caso in esame.

#### 5.7.1.8.5 Analisi dinamica non lineare

La risposta sismica di qualunque struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.3.7

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

#### 5.7.1.9 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente e dovranno essere opportunamente combinate.

Nel caso di analisi lineari (statica e modale) si possono combinare a posteriori i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente.

Nel caso di analisi non lineare statica non è obbligatorio applicare la combinazione delle due componenti orizzontali dell'azione sismica.

Nel caso di analisi dinamica non lineare la determinazione della risposta strutturale è svolta considerando gruppi di due accelerogrammi orizzontali opportunamente scalati agenti contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali.

La componente verticale deve essere obbligatoriamente considerata per quelle strutture che presentano elementi particolarmente vulnerabili all'azione verticale. L'analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti tali elementi. In ogni caso il modello, parziale o globale, dovrà prendere correttamente in conto la presenza di masse eccitabili in direzione verticale. Quando per gli elementi di cui sopra anche l'azione orizzontale produce effetti significativi, le tre componenti dovranno essere opportunamente combinate.

#### 5.7.1.10 Considerazione di elementi non strutturali

Gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura. Le verifiche potranno essere effettuate per campione, ovvero tenendo in considerazione la ripetitività dei casi da esaminare, ovvero ancora facendo riferimento a parametri globali di comportamento.

#### 5.7.1.11 Impianti

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili. Dovranno esser soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi

strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati in modo da assicurare che non si verifichino rotture o distacchi per effetto dell'azione sismica di progetto.

#### **5.7.1.12 Verifiche di sicurezza**

##### 5.7.1.12.1 Stato limite ultimo

###### *5.7.1.12.1.1 Resistenza*

Per tutti gli elementi strutturali e non strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolato in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto.

###### *5.7.1.12.1.2 Duttilità e capacità di spostamento*

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura ( $q$ ) adottato.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

###### *5.7.1.12.1.3 Giunti sismici*

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti di dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime.

###### *5.7.1.12.1.4 Diaframmi orizzontali*

I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità e presentino elementi orizzontali continui di spessore adeguato opportunamente collegati alla struttura.

##### 5.7.1.12.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto corrispondente ad uno stato limite di danno, definita nel punto 3.2.3.6, dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ad opportuni limiti definiti in base alla tipologia della struttura e dei collegamenti dei tamponamenti ad essa. Tali limiti saranno in generale compresi tra lo 0,3% e l'1% dell'altezza di piano, in funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche dei principali elementi non strutturali.

## **5.7.2 EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO**

### **5.7.2.1 Principi generali**

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che gli edifici in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro). Per ottenere tale risultato si applica il principio della "gerarchia delle resistenze" secondo il

quale modi di rottura duttile (dissipativi) devono precedere modi di rottura fragili (non dissipativi): ciò si ottiene progettando la resistenza dei meccanismi fragili non in base alla domanda derivante dall'azione ma in base alle sollecitazioni risultanti dal raggiungimento dei valori di resistenza dei meccanismi duttili.

E' possibile progettare per diversi livelli di capacità dissipativa: a partire da strutture i cui elementi a funzionamento flessionale, travi, pilastri e pareti, posseggono comunque una soglia minima di duttilità fino ad arrivare a strutture in grado di trasformarsi sotto l'azione sismica in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità.

In funzione del livello di duttilità previsto varierà l'entità dell'azione sismica di progetto.

### 5.7.2.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica deve essere definito in base alla tipologia strutturale, alla sovraresistenza, alla classe di duttilità e alle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

In caso di mancanza di informazioni più specifiche  $q$  può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

nella quale:  $q_0$  è un fattore che dipende dalla tipologia strutturale che varia generalmente da un valore minimo di 3 ad un valore massimo di 4,5.

$K_\alpha$  è un fattore che dipende dalla sovraresistenza, ovvero dal rapporto tra il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale; varia generalmente da un valore minimo di 1,1 ad un valore massimo di 1,5.

$K_D$  è un fattore che dipende dalla classe di duttilità, con valore pari ad 1 per edifici progettati in alta duttilità e minore di uno negli altri casi

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio, con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari

Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni principali, devono essere progettate per livelli di capacità dissipativa bassa.

### 5.7.2.3 Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

#### 5.7.2.3.1 Travi

##### 5.7.2.3.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazione di carico di cui al [punto 3.2.4](#).

Nelle strutture progettate per avere un elevata capacità dissipativa, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati da un opportuno fattore: le azioni dovranno essere combinate nei modi più sfavorevoli. I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili per le situazioni non sismiche.

Negli altri casi gli sforzi di taglio di calcolo sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazione di carico di cui al [punto 3.2.4](#).

##### 5.7.2.3.1.2 Verifiche di resistenza

###### a) Flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$  applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

#### *b) Taglio*

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; negli altri casi le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche.

### 5.7.2.3.2 Pilastri

#### 5.7.2.3.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, i momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione proporzionale al rapporto tra la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde, e la somma dei momenti nei pilastri al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi, il cui scopo è quello di proteggere i pilastri dalla plasticizzazione. Per ciascun verso dell'azione sismica, al valore del momento di calcolo così determinato deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore amplificati da un opportuno fattore.

Negli altri casi, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al [punto 3.2.4](#).

#### 5.7.2.3.2.2 Verifiche di resistenza

La resistenza delle sezioni dei pilastri a pressoflessione ed a taglio, da confrontare con le rispettive azioni esterne determinate come sopra indicato, si valuta secondo le espressioni applicabili alle situazioni non sismiche e con gli stessi valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

#### 5.7.2.3.3 Nodi trave-pilastro

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

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che esso non pervenga alla rottura prima della trave e del pilastro.

#### 5.7.2.3.4 Pareti

Si definiscono pareti semplici gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0,3. Si definiscono pareti di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc.

#### 5.7.2.3.4.1 Sollecitazioni di calcolo

Nelle strutture progettate per avere un'elevata capacità dissipativa, la distribuzione dei momenti flettenti nelle pareti deve essere tale da tenere in conto la presenza di una zona inelastica alla base la cui estensione dipende dalle dimensioni della parete; al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nelle pareti ottenuti dall'analisi sono amplificati da un fattore proporzionale al rapporto fra il momento resistente della sezione di base della parete, calcolato considerando le armature effettivamente disposte, ed il corrispondente momento ottenuto dall'analisi.

Negli altri casi, la distribuzione dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio lungo l'altezza delle pareti è quella derivante dall'analisi dell'edificio per le combinazioni di carico di cui al [punto 3.2.4](#).

#### 5.7.2.3.4.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di parete semplice, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica e da una porzione delle ali corrispondente alla parte collaborante opportunamente individuata.

*a) Flessione*

In ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore od eguale al momento esterno di calcolo.

*b) Taglio*

La verifica a taglio deve comprendere la verifica dell'anima a compressione, la verifica del meccanismo resistente a trazione, tenendo conto del contributo del conglomerato e dell'armatura, e la verifica a scorrimento lungo piani orizzontali, tenendo conto del contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali e del contributo della resistenza per attrito.

5.7.2.3.5 Travi di collegamento

Nelle travi di collegamento sollecitate principalmente a taglio, lo sforzo di taglio deve venire assorbito da armature ad X, tali da soddisfare la verifica di resistenza.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

5.7.2.3.6 Elementi di fondazione in cemento armato

*5.7.2.3.6.1 Sollecitazioni di calcolo*

Per le strutture progettate per alta duttilità il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Per le strutture progettate per bassa duttilità il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi della struttura.

*5.7.2.3.6.2 Collegamenti orizzontali tra fondazioni*

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.

*5.7.2.3.6.3 Pali di fondazione*

Le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere progettate per un comportamento duttile. In particolare l'armatura perimetrale dovrà essere tale da assicurare un sufficiente confinamento del calcestruzzo ed impedire l'instabilità dell'armatura longitudinale. Quest'ultima dovrà essere in percentuale tale da assicurare l'efficacia del confinamento, opportunamente collegata all'armatura longitudinale della struttura soprastante ed efficacemente sovrapposta a quella della porzione di palo soprastante.

*5.7.2.3.6.4 Verifiche di capacità portante*

Nelle verifiche di capacità portante dei terreni di fondazione si adottano appropriati coefficienti parziali di sicurezza. Limitatamente alle strutture di dimensioni e caratteristiche correnti, eretti su suoli di fondazione di tipo A, B e C e nei casi in cui per fondazioni su pali non è necessario calcolare i momenti flettenti di origine cinematica, come specificato al punto, le verifiche potranno essere effettuate anche confrontando le sollecitazioni trasmesse al terreno con la capacità limite di questo ultimo determinata assumendo i valori nominali dei parametri di resistenza del terreno ed utilizzando coefficienti di sicurezza globali opportunamente differenziati per le diverse tipologie di fondazioni.

#### **5.7.2.4 Particolari costruttivi**

##### 5.7.2.4.1 Travi

###### *5.7.2.4.1.1 Limiti geometrici*

La larghezza delle travi deve essere tale da garantire un adeguato trasferimento di sollecitazioni fra trave e pilastri.

###### *5.7.2.4.1.2 Particolari costruttivi*

###### *5.7.2.4.1.3 Armature longitudinali*

La percentuale di armatura longitudinale deve essere sufficiente ad evitare la rottura fragile che potrebbe instaurarsi con la fessurazione della sezione a debolissima armatura; e allo stesso tempo non eccessiva per evitare la rottura fragile tipica delle sezioni fortemente armate.

L'armatura longitudinale superiore alle estremità della trave deve essere disposta in modo tale da garantire un adeguato trasferimento di sollecitazioni fra trave e pilastri.

A ciascuna estremità collegata con pilastri deve essere posta una adeguata percentuale di armatura compressa tale da incrementare in modo significativo la duttilità della sezione, riducendo lo sforzo nel calcestruzzo compresso e favorendo modi di rottura governati dal collasso dell'acciaio teso.

###### *5.7.2.4.1.4 Armature trasversali*

Nelle zone di attacco con i pilastri devono essere previste staffe di contenimento disposte in modo tale da garantire un elevato grado di confinamento del calcestruzzo compresso e impedire l'instabilità delle barre longitudinali.

##### 5.7.2.4.2 Pilastri

###### *5.7.2.4.2.1 Limiti geometrici*

Le dimensioni minime devono essere tali da conferire sufficiente rigidità e resistenza all'elemento.

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.

###### *5.7.2.4.2.2 Armature longitudinali*

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale nonché il suo interasse devono essere tali da assicurare l'efficacia del confinamento: la compressione laterale delle staffe trova in corrispondenza dei ferri longitudinali i punti di azione effettiva

###### *5.7.2.4.2.3 Armature trasversali*

Alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature disposte in modo tale da garantire un elevato grado di confinamento del calcestruzzo compresso e impedire l'instabilità delle barre longitudinali.

##### 5.7.2.4.3 Nodi trave-pilastro

###### *5.7.2.4.3.1 Limiti geometrici*

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. In ogni caso devono essere disposte armature adeguatamente dimensionate in modo da assicurare la trasmissione degli sforzi.

###### *5.7.2.4.3.2 Armature*

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

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre adeguatamente superiore alla tensione di snervamento

Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento che garantiscano una elevata resistenza del nodo, in modo tale che quest'ultimo non pervenga alla rottura prima della trave e del pilastro.

#### 5.7.2.4.4 Pareti

##### 5.7.2.4.4.1 Definizione e limiti geometrici

Lo spessore delle pareti deve essere tale da permettere ad esse di dare un contributo attivo alla resistenza all'azione sismica. Lo sforzo assiale normalizzato non deve essere eccessivo in modo da evitare comportamenti fragili.

##### 5.7.2.4.4.2 Armature

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete e collegate con sufficienti legature.

Il passo tra le barre deve essere tale da assicurare un sufficiente confinamento; il loro diametro deve essere coerente con lo spessore della parete.

Nell'altezza della zona inelastica di base è necessario disporre armatura in ragione del soddisfacimento dei requisiti di duttilità.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un minimo di armatura orizzontale e verticale per controllare la fessurazione da taglio.

#### 5.7.2.4.5 Travi di collegamento

Nel caso di armatura ad X, deve essere prevista un'armatura di confinamento che assicuri la stabilità delle barre. Gli ancoraggi delle armature nelle pareti dovranno essere opportunamente calcolati.

### 5.7.2.5 Requisiti aggiuntivi per edifici con tamponamenti in muratura

#### 5.7.2.5.1 Criteri generali

Le prescrizioni di cui al presente punto si riferiscono ad edifici con struttura in cemento armato e tamponamenti in muratura non collaboranti, costruiti dopo la maturazione della struttura, tradizionalmente considerati elementi non strutturali.

È in generale necessario considerare:

- le conseguenze di possibili irregolarità in pianta o in altezza provocate dalla disposizione dei tamponamenti;
- gli effetti locali dovuti all'interazione tra telai e tamponamenti.

#### 5.7.2.5.2 Irregolarità provocate dai tamponamenti

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze equivalenti al sisma dovranno essere valutati e tenuti in conto.

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione dei tamponamenti dovrà essere considerata.

#### 5.7.2.5.3 Effetti locali

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, dovranno essere opportunamente calcolati gli sforzi di taglio agenti sulla parte del pilastro priva di tamponamento che dovrà essere armata di conseguenza.

#### 5.7.2.5.4 Limitazioni dei danni ai tamponamenti

In zone sismiche 1, 2 e 3, dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello.

### 5.7.2.6 Edifici con struttura prefabbricata

#### 5.7.2.6.1 Oggetto della norma

Ai fini delle disposizioni che seguono, si definiscono strutture prefabbricate quelle composte con elementi in cemento armato o precompresso, eseguiti a piè d'opera o in appositi stabilimenti con procedimenti industrializzati, ed assemblate in opera mediante unioni strutturali di vario tipo, a secco ovvero a umido.

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute ai punti 5.7.2.1-5.7.2.6 richiede solo la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

La presente norma ha per oggetto strutture composte da elementi lineari, ossia travi e pilastri. Per edifici prefabbricati a pannelli portanti la loro idoneità a soddisfare i requisiti di cui alla sezione 5.7.1 sotto l'azione sismica di progetto di cui al capitolo 3.2 deve essere adeguatamente dimostrata con riferimento alle caratteristiche specifiche del sistema adottato.

Le prescrizioni di cui al presente punto 5.7.2.6 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

#### 5.7.2.6.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Al variare delle tipologie strutturali dovrà essere definito il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, secondo quanto indicato al punto 5.7.2.2, scegliendo opportunamente i valori dei fattori che lo determinano; dovranno inoltre essere adottate regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

#### 5.7.2.6.3 Collegamenti

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche.

Sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali dovrà corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

##### 5.7.2.6.3.1 Strutture a pilastri isostatici

Il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento all'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio tale da assicurare il rispetto della gerarchia delle resistenze.

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole dovuto all'azione sismica ed eventualmente dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate.

### 5.7.2.7 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in cemento armato da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”, alle seguenti condizioni.

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all’espressione (3.2.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali secondo il metodo dell’analisi statica lineare in cui si assumerà  $S_d(T_1) = 0,05g$ . Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- I diaframmi orizzontali devono essere sufficientemente rigidi e resistenti
- Le travi, i pilastri, i nodi trave-pilastro non confinati e le pareti devono essere progettati in modo da garantire un comportamento duttile della struttura.

Non è richiesta la verifica allo S.L.D.

## 5.7.3 EDIFICI IN ACCIAIO

### 5.7.3.1 Principi di progettazione

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

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

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico.

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.

### 5.7.3.2 Materiali

L’acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura e la tensione di snervamento deve essere tale da assicurare il diffondersi di deformazioni inelastiche in ampie zone degli elementi strutturali e la capacità di allungamento a rottura deve essere tale da assicurare un comportamento duttile
- la tensione di snervamento dovrà essere opportunamente limitata per assicurare una buona coincidenza tra il comportamento dissipativo reale e quello previsto in fase di progetto.
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati in modo tale da permettere dissipazione per attrito.

### 5.7.3.3 Tipologie strutturali e fattore di struttura

#### 5.7.3.3.1 Tipologie strutturali

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 alle estremità delle 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.
- 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. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni.

- 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 considerati dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **strutture a mensola o a pendolo invertito:** costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **strutture intelaiate controventate:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda alla sezione 5.7.2.

#### 5.7.3.3.2 Criteri di dimensionamento

In relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono classi di strutture con diversi livelli di duttilità.

La differenza tra le diverse classi risiede nel fatto che per le strutture ad alta duttilità si utilizzano criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

#### 5.7.3.3.3 Fattore di struttura

Il fattore di struttura  $q$  introdotto per tener conto della capacità di dissipazione dell'energia sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dalla sovraresistenza, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale. Pertanto, esso viene espresso per ciascuna tipologia strutturale nella forma seguente:

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

nella quale:  $q_0$  dipende dalla tipologia strutturale e varia generalmente da un valore minimo di 2 ad un valore massimo di 5.

$K_\alpha$  è un fattore che dipende dalla sovraresistenza, ovvero dal rapporto tra il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale; varia generalmente da un valore minimo di 1,1 ad un valore massimo di 1,5.

$K_D$  è un fattore che tiene conto del livello di duttilità, con un valore pari a 1 in caso di alta duttilità e minore di 1 negli altri casi.

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio con valore pari ad 1 per edifici regolari e minore di 1 per edifici non regolari.

Nel caso si adottino sistemi tipologicamente misti analizzati con modelli tridimensionali si deve assumere il valore di  $q$  più basso fra quelli relativi alle tipologie presenti.

### 5.7.3.4 Regole di progetto e di dettaglio per strutture dissipative

#### 5.7.3.4.1 Regole di progetto

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La loro resistenza deve essere verificata come per le situazioni non sismiche.

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

#### 5.7.3.4.2 Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali

##### 5.7.3.4.2.1 Parti compresse delle zone dissipative

Nelle zone dissipative soggette a flessione semplice o composta deve essere assicurata sufficiente duttilità locale. Ciò si ottiene limitando opportunamente i rapporti larghezza-spessore delle parti compresse che compongono la sezione. In particolare, si distinguono le seguenti tre categorie di duttilità delle zone dissipative:

- **duttili**, quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante;
- **plastiche**, quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative;
- **snelle**, quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

##### 5.7.3.4.2.2 Parti tese delle zone dissipative

Ai fini della classificazione delle zone dissipative, le membrature tese devono potere essere classificate come duttili.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, 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.

##### 5.7.3.4.2.3 Collegamenti in zone dissipative

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

##### 5.7.3.4.2.4 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate secondo quanto specificato nella sezione 5.7.2.3.6

##### 5.7.3.4.2.5 Diaframmi e controventi orizzontali

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un opportuno fattore di amplificazione.

#### 5.7.3.4.3 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

##### 5.7.3.4.3.1 Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con

riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione della classe di duttilità che si intende ottenere.

#### *5.7.3.4.3.2 Requisiti indipendenti dalla classe di duttilità*

##### 5.7.3.4.3.2.1 Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio.

##### 5.7.3.4.3.2.2 Verifica di stabilità flessotorsionale delle travi

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità.

##### 5.7.3.4.3.2.3 Verifica a taglio delle colonne

La resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non devono risultare ridotti dalla contemporanea azione di taglio.

##### 5.7.3.4.3.2.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

##### 5.7.3.4.3.2.5 Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio.

##### 5.7.3.4.3.2.6 Collegamenti colonna-fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne.

#### *5.7.3.4.3.3 Telai a bassa duttilità*

I telai a bassa duttilità sono progettati senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le sezioni delle membrature dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale e momento flettente derivanti dalla analisi elastica globale.

#### *5.7.3.4.3.4 Telai ad alta duttilità*

I telai ad alta duttilità sono progettati mediante criteri che consentano il controllo del meccanismo di collasso.

Nel calcolo dello sforzo normale e del taglio di progetto il contributo delle azioni sismiche dovrà essere opportunamente amplificato.

#### *5.7.3.4.4 Regole di dettaglio per i controventi concentrici*

##### *5.7.3.4.4.1 Classi di duttilità*

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono influenzati sia dalla tipologia di controvento sia dai criteri di dimensionamento adottati. In relazione a tali fattori si distinguono classi a diverso livello di duttilità. Per classi ad alta duttilità si applica il controllo del meccanismo di collasso, nella forma di regole di gerarchia delle resistenze.

#### 5.7.3.4.4.2 *Requisiti indipendenti dalla classe di duttilità*

##### 5.7.3.4.4.2.1 Requisiti generali

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate e collocate nella struttura in maniera tale che essa esibisca, ad ogni piano, una risposta carico-spostamento laterale indipendente dal verso dell'azione sismica.

##### 5.7.3.4.4.2.2 Snellezza delle diagonali

La snellezza delle diagonali deve essere opportunamente limitata.

##### 5.7.3.4.4.2.3 Resistenza delle diagonali

Nei controventi concentrici la principale fonte di dissipazione risiede nelle aste diagonali soggette a trazione in campo plastico, pertanto nell'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze il contributo delle diagonali compresse non va considerato.

Tuttavia, la presenza delle diagonali compresse può essere portata in conto per determinare le proprietà di vibrazione in campo elastico (frequenze, modi), nonché le forze sismiche di progetto, avendo cura di verificare la stabilità delle diagonali compresse.

In entrambi i casi, occorre anche verificare che le aste tese siano in grado di resistere da sole alla forze sismiche di progetto.

##### 5.7.3.4.4.2.4 Resistenza delle travi

Le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente.

##### 5.7.3.4.4.2.5 Resistenza dei collegamenti

Nella progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali, per quanto riguarda gli elementi di unione (bulloni e saldature) deve essere garantita una sufficiente sovrarresistenza rispetto alla resistenza plastica di progetto della diagonale collegata.

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettate in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale della piastra di fazzoletto.

Le membrature di controvento devono essere dimensionate in modo tale da evitare problemi di instabilità locale.

#### 5.7.3.4.4.3 *Controventi concentrici a bassa duttilità*

Indipendentemente dalla tipologia del controvento, le travi e le colonne dei controventi concentrici a bassa duttilità possono essere progettati sulla base delle sollecitazioni derivanti dalla analisi elastica globale.

#### 5.7.3.4.4.4 *Controventi concentrici ad alta duttilità*

I controventi concentrici possono considerarsi ad alta duttilità quando per tutte le travi e le colonne la resistenza di progetto all'instabilità, in presenza della sollecitazione flessionale di progetto, risulta maggiore della somma della sollecitazione assiale di progetto dovuta ai carichi di tipo non sismico, nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto, e della sollecitazione assiale di progetto dovuta alle forze sismiche di progetto opportunamente amplificata.

Nel caso dei controventi a V la trave dove convergono le diagonali deve essere verificata per l'azione concentrata dovuta allo squilibrio derivante dagli sforzi trasmessi dalla diagonale tesa plasticizzata e dalla diagonale compressa instabilizzata.

#### 5.7.3.4.5 Regole di dettaglio per i controventi eccentrici

##### 5.7.3.4.5.1 *Definizione di «link»*

I controventi eccentrici si fondano sull'idea di irrigidire i telai per mezzo di diagonali eccentriche che dividono la trave in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

I «link» vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione.

#### *5.7.3.4.5.2 Resistenza ultima dei «link»*

Nel calcolo della resistenza ultima dei «link» bisogna tenere in conto il contributo di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento: ciò può essere fatto incrementando opportunamente la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto del «link».

#### *5.7.3.4.5.3 Classi di duttilità*

Nel caso dei controventi eccentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati. Pertanto si distinguono diverse classi di duttilità.

#### *5.7.3.4.5.4 Requisiti indipendenti dalla classe di duttilità*

Nel caso di controventi eccentrici a diagonale singola («link» posto in adiacenza alla colonna) il corrispondente collegamento «link»-colonna deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati per possedere una adeguata sovrarresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne.

#### *5.7.3.4.5.5 Controventi eccentrici a bassa duttilità*

I controventi eccentrici a bassa duttilità sono progettati senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, tutte le componenti strutturali esterne al «link» dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale, momento flettente e taglio quelli derivanti dall'analisi elastica globale.

#### *5.7.3.4.5.6 Controventi eccentrici ad alta duttilità*

Nelle colonne, nelle diagonali e nelle travi al di fuori dei «link», la resistenza di progetto all'instabilità, in presenza della sollecitazione flessionale di progetto, deve essere maggiore della somma della sollecitazione assiale di progetto dovuta ai carichi di tipo non sismico, nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto, e della sollecitazione assiale di progetto dovuta alle forze sismiche di progetto opportunamente amplificata.

#### *5.7.3.4.5.7 Dettagli costruttivi*

La modalità di collasso tipica dei «link corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell'anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale dovranno essere impiegati degli irrigidimenti d'anima opportunamente progettati.

Il comportamento dei «link lunghi» è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali «link» sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessione-torsionale. Anche in questo caso, allo scopo di migliorare la duttilità locale, dovranno essere impiegati degli irrigidimenti d'anima opportunamente progettati.

#### *5.7.3.4.6 Strutture a mensola o a pendolo invertito*

Nelle strutture a mensola sismoresistenti dissipative devono essere verificate le colonne ed il loro collegamento alla fondazione.

In particolare, i collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne.

Il periodo di vibrazione e la snellezza nel piano della azione sismica devono essere contenuti entro valori non troppo elevati.

Lo sforzo assiale di progetto deve essere tale da evitare problemi di instabilità nel piano di flessione.

Le membrature devono essere di categoria duttile.

#### 5.7.3.4.7 Strutture intelaiate controventate

Qualora siano presenti sia telai che controventi agenti nel medesimo piano, l'azione orizzontale potrà essere ripartita in funzione delle loro rigidezze elastiche.

#### 5.7.3.5 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in acciaio da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni:

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.2.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali secondo il metodo dell'analisi statica lineare in cui si assumerà  $S_d(T_1) = 0,05g$ . Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- i diaframmi orizzontali devono essere sufficientemente rigidi e resistenti;
- le membrature, le strutture intelaiate e le strutture controventate devono rispettare quanto previsto dalle presenti norme per strutture a bassa duttilità;

Non è richiesta la verifica allo S.L.D.

### 5.7.4 EDIFICI IN STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

#### 5.7.4.1 Generalità

##### 5.7.4.1.1 Principi di progettazione

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

Nei casi a) e b) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di rispondere alle azioni sismiche oltre il campo elastico.

Nel caso b), non si deve prendere in considerazione nelle zone dissipative l'azione composta, pertanto l'assunzione di un siffatto comportamento strutturale è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative.

Nel caso c) 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, ma tenendo conto della riduzione della rigidezza flessionale nelle zone in cui l'azione flettente conduce alla fessurazione del calcestruzzo.

Per la valutazione della resistenza delle membrature e dei collegamenti si possono adottare i metodi applicabili per le situazioni non sismiche.

#### 5.7.4.2 Tipologie strutturali e fattore di struttura

##### 5.7.4.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo in zona sismica possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 5.7.3.3 e con le limitazioni di cui al punto 5.7.1.12:

- a) strutture intelaiate nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo;

- b) strutture con controventi concentrici nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo; i controventi devono essere realizzati in acciaio strutturale;
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali le aste che non contengono i controventi possono essere composte oppure in acciaio strutturale. I link dissipativi devono essere realizzati in acciaio strutturale e la dissipazione di energia conseguita per plasticizzazione a taglio e/o flessione degli stessi;
- d) strutture a mensola o a pendolo invertito nelle quali sono presenti membrature pressoinflesse composte;
- e) strutture intelaiate controventate nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai composti che da controventi in solo acciaio agenti nel medesimo piano;
- f) strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata integralmente alle parti in cemento armato, che vanno progettate in base alle regole specifiche di cui al punto 5.7.2. Le eventuali membrature composte acciaio-calcestruzzo, alle quali vanno affidati i soli carichi gravitazionali, seguono le prescrizioni applicabili per le situazioni non sismiche.

#### 5.7.4.2.2 Criteri di dimensionamento

Si applica quanto descritto al punto 5.7.3.3.2.

#### 5.7.4.2.3 Fattori di struttura

Si applicano quanto descritto al punto 5.7.3.3.3.

### 5.7.4.3 Criteri di progetto e dettagli per strutture dissipative

#### 5.7.4.3.1 Criteri generali

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri connessi al comportamento isteretico della struttura. A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica – comportamento tipo b) – secondo quanto indicato nella sezione 5.7.3. In tutti i casi in cui la regione dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento a metodologie di comprovata affidabilità.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature, pertanto i collegamenti e tutte le componenti della struttura non dissipative devono essere dotati di adeguata sovrarresistenza affinché i meccanismi dissipativi non siano modificati.

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione di due valori della resistenza plastica delle sezioni trasversali: il limite inferiore e superiore della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto, il limite superiore della resistenza delle zone dissipative va impiegato per le verifiche di gerarchia delle resistenze necessarie per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore tiene conto, degli effetti della sovrarresistenza, analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio.

#### 5.7.4.3.2 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Si devono limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, le tensioni residue e prevenire difetti di esecuzione. L'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione deve essere garantita durante l'evento sismico e i fenomeni di plasticizzazione devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale.

Bulloni e saldature devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni; a tale scopo è necessario utilizzare modelli di comportamento di comprovata affidabilità e capaci di soddisfare le condizioni locali di equilibrio e di congruenza.

Nel caso di strutture intelaiate con travi e/o colonne rivestite di calcestruzzo, si rende necessaria un'attenta valutazione della risposta strutturale in relazione al contributo del pannello in calcestruzzo

#### **5.7.4.4 Regole per le membrature**

##### 5.7.4.4.1 Generalità

L'organismo strutturale delle strutture composte sotto azione sismica è progettato facendo riferimento a un meccanismo globale plastico che interessa le zone dissipative; tale meccanismo identifica le membrature nelle quali sono collocate le zone dissipative e indirettamente le zone della struttura non dissipative.

Si assume che le membrature o parti di membrature tese siano duttili.

Un'adeguata duttilità locale delle membrature destinate a dissipare energia attraverso meccanismi di compressione e/o flessione deve essere garantita attraverso il controllo del rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle flangie.

Nel progetto di tutti i tipi di colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della combinazione di quella dell'acciaio e del calcestruzzo.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere tale da conferire sufficiente rigidità e resistenza all'elemento.

Per gli elementi non dissipativi, la resistenza, inclusa quella a taglio, deve essere determinata facendo uso di metodologie di documentata affidabilità.

Qualora nelle colonne si assuma che il calcestruzzo o altro riempimento contribuisca alla resistenza assiale e/o flessionale, si dovrà assicurare il completo trasferimento degli sforzi tra componenti in acciaio e componenti in calcestruzzo della sezione trasversale e salvaguardare le zone dissipative da premature rotture in campo anelastico.

Gli sforzi tangenziali di progetto all'interfaccia acciaio-calcestruzzo connessi all'aderenza e all'attrito da impiegare nelle verifiche di scorrimento per combinazione sismica vanno assunti pari ad un'opportuna percentuale di quelli presenti in campo statico.

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo. In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta.

Analogamente, nelle colonne composte soggette essenzialmente a compressione con modesti effetti flessionali si deve garantire una ripartizione efficace degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, rivolgendo particolare attenzione ai meccanismi di trasferimento delle azioni in corrispondenza dei collegamenti tra trave e colonna, oppure tra colonna e dispositivi di controvento.

Le colonne non devono essere progettate per dissipare energia con l'esclusione delle zone al piede della struttura in presenza di specifiche tipologie strutturali. Nondimeno, per compensare le incertezze connesse all'effettiva risposta dell'organismo strutturale alle azioni sismiche, è necessario predisporre armatura trasversale per il confinamento delle regioni critiche.

##### 5.7.4.4.2 Travi composte acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante

L'obiettivo della progettazione è quello di preservare l'integrità del calcestruzzo della soletta durante l'evento sismico ed innescare la plasticizzazione delle componenti in acciaio (strutturale ed armatura).

Le travi nelle quali si intende localizzare le zone di dissipazione possono essere progettate sia a completo ripristino, che a parziale ripristino di resistenza purché si garantisca nelle zone di momento negativo la presenza di un numero di connettori sufficienti ad erogare uno sforzo di trazione nella soletta superiore o al più eguale allo sforzo assiale plastico dell'armatura metallica.

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'opportuna larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

#### 5.7.4.4.3 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

Nelle zone di dissipazione di energia nelle quali tale dissipazione è dovuta a meccanismi di flessione plastica della sezione composta, un'adeguata duttilità locale delle membrature deve essere garantita attraverso il controllo delle dimensioni delle flangie e la disposizione di una opportuna armatura trasversale, in modo da ritardare l'innesco dei fenomeni di instabilità locale.

Anche nel caso delle membrature parzialmente rivestite di calcestruzzo, la valutazione della resistenza a taglio della membratura composta va effettuata con riferimento alla sola componente metallica.

Il progetto delle colonne composte parzialmente rivestite può essere effettuato facendo riferimento alla sola sezione in acciaio oppure alla sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Le membrature parzialmente rivestite di calcestruzzo calcolate facendo riferimento alla sola componente in acciaio devono soddisfare le prescrizioni di cui alla sezione 5.7.3.

Il computo del contributo della sola componente in acciaio è richiesto in tutti i casi in cui non viene garantita la presenza di appropriati dettagli di armatura trasversale.

#### 5.7.4.4.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le estremità delle colonne composte che fanno parte di strutture intelaiate e i tratti di colonna adiacenti ai link delle strutture con controventi eccentrici vengono definite "regioni critiche" dell'elemento. In esse si deve disporre un'armatura trasversale tale da garantire un elevato grado di confinamento del calcestruzzo compresso e impedire l'instabilità dell'armatura longitudinale.

La resistenza a taglio delle colonne dissipative va determinata di norma sulla sola sezione metallica.

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene anche sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flangie dei profilati metallici.

#### 5.7.4.4.5 Colonne composte riempite di calcestruzzo

I profilati metallici devono essere dimensionati in modo da fornire un'adeguata duttilità locale e da evitare il verificarsi di fenomeni di instabilità locale.

La resistenza a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in cemento armato. In quest'ultimo caso il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

Negli elementi non dissipativi, la resistenza a taglio della colonna va determinata secondo procedure di provata affidabilità, ovvero facendo riferimento a quanto suggerito nel caso non sismico.

### 5.7.4.5 Regole specifiche per strutture intelaiate

#### 5.7.4.5.1 Generalità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Alle travi composte si deve conferire un adeguato livello di duttilità, in modo da poter garantire l'integrità delle componenti in calcestruzzo sotto azioni sismiche.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati.

#### 5.7.4.5.2 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione.

Nelle travi composte, la rigidità flessionale va assunta dipendente dal regime di sollecitazione; in particolare, l'analisi strutturale va condotta suddividendo le travi in due zone, fessurata e non fessurata, caratterizzate da differente rigidità flessionale.

In alternativa è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave, pari ad una opportuna combinazione dei momenti fessurato e non fessurato.

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari ad una opportuna combinazione delle rigidzze dell'elemento in acciaio, del calcestruzzo e delle armature.

#### 5.7.4.5.3 Regole di dettaglio per travi e colonne

Le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità a momento negativo. Le necessarie verifiche possono essere condotte in base alla procedura valida per il caso non sismico.

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio.

Le travature reticolari composte non possono essere utilizzate come elementi dissipativi.

Ai fini della verifica delle colonne, è necessario prendere in considerazione la combinazione più sfavorevole di sforzo normale e momenti flettenti.

Il trasferimento degli sforzi dalle travi alle colonne deve rispettare i criteri suggeriti per le strutture progettate per soli carichi verticali.

La resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non devono risultare ridotte dalle contemporanee azioni assiale e di taglio.

#### 5.7.4.5.4 Collegamenti trave-colonna

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

Il calcolo della resistenza flessionale di progetto dei collegamenti va fatta con riferimento a metodologie di comprovata affidabilità.

#### 5.7.4.5.5 Collegamenti colonna-fondazione

Il progetto del collegamento della base della colonna deve essere condotto in modo da concentrare le plasticizzazioni nella colonna.

#### 5.7.4.5.6 Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta

La resistenza plastica di una sezione composta può essere valutata sulla base della sola sezione metallica se la soletta è completamente sconnessa dal telaio metallico nell'intorno della colonna. Ciò comporta non solo la mancanza di connettori a taglio o qualsiasi altro sistema di collegamento tra soletta e parti verticali di elementi in acciaio nella zona sopra definita, ma anche la presenza di franchi che consentano lo spostamento relativo tra la soletta e ogni parte metallica verticale.

Nelle travi parzialmente rivestite di calcestruzzo è necessario portare in conto il contributo del calcestruzzo presente tra le due flangie della sezione metallica.

#### 5.7.4.5.7 Telai ad alta duttilità

I telai ad alta duttilità devono essere progettati controllando il meccanismo di collasso.

I momenti flettenti di calcolo nei pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per un opportuno fattore di amplificazione.

Di norma è possibile escludere fenomeni di interazione tra flessione e taglio. Diversamente, è necessario portare in conto nelle verifiche tale interazione facendo riferimento a modelli di comprovata affidabilità.

#### 5.7.4.6 Regole specifiche per le strutture con controventi concentrici

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati in modo da innescare la plasticizzazione nei soli controventi tesi prima della rottura delle connessioni e prima della plasticizzazione o instabilità delle colonne e delle travi.

Le colonne e le travi possono essere sia in acciaio che composte acciaio-calcestruzzo, ma i controventi possono essere solo in acciaio strutturale.

Nel caso di strutture con controventi ad alta duttilità, il controllo del meccanismo di collasso va eseguito con riferimento al punto 5.7.3.4.4.

### **5.7.4.7 Regole specifiche per le strutture con controventi eccentrici**

#### **5.7.4.7.1 Generalità**

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia sia localizzata nei link e deve aver luogo per plasticizzazione a taglio e/o a flessione dello stesso; tutte le altre membrature devono rimanere in campo elastico, così come deve essere evitata la rottura dei collegamenti.

Le colonne e le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo.

Tutte le parti delle membrature e dei controventi esterni ai link a taglio devono essere mantenuti in campo elastico sotto la massima azione che può essere generata dalla plasticizzazione e dall'incrudimento in campo ciclico del link.

#### **5.7.4.7.2 Link nei telai composti**

Si applicano le definizioni riportate al punto 5.7.3.4.5.1. I link possono essere realizzati in acciaio strutturale, laddove è possibile anche composti con soletta, ma non possono essere rivestiti di calcestruzzo.

Ai fini della classificazione dei link e della relativa progettazione, il momento plastico del link va computato con riferimento alla sola componente in acciaio strutturale, trascurando il contributo della soletta.

Il progetto dei collegamenti trave-colonna devono soddisfare le prescrizioni riportate al punto 5.7.4.3.2.

### **5.7.4.8 Fondazioni**

Le strutture di fondazione devono essere realizzate secondo quanto specificato nella sezione 5.7.2.3.6

### **5.7.4.9 Edifici in zona 4**

Gli edifici con struttura composta acciaio-calcestruzzo da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni:

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.2.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali secondo il metodo dell'analisi statica lineare in cui si assumerà  $S_d(T_1) = 0,05g$ . Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- i diaframmi orizzontali devono essere sufficientemente rigidi e resistenti;
- si applica quanto previsto per le strutture con comportamento strutturale non dissipativo.

Non è richiesta la verifica allo S.L.D.

## **5.7.5 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA**

### **5.7.5.1 Principi generali**

Si distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura: ordinaria ed armata.

Per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale quanto specificato per gli edifici in calcestruzzo armato.

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali. I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere eccessiva.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, al fine di evitare possibili effetti di instabilità locali dovuti all'azione sismica, deve rispettare, in funzione della diversa tecnologia costruttiva, opportuni requisiti di spessore minimo e di snellezza, limitando i rapporti tra l'altezza di libera inflessione della parete e lo spessore e tra l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete e la lunghezza della parete.

Gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche

esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

Nel caso di edifici in muratura armata, ciascuna parete costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture e tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi: 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.

#### **5.7.5.2 Caratteristiche dei materiali**

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. Gli elementi da utilizzare per le costruzioni in muratura armata potranno presentare fori o scanalature per l'eventuale alloggiamento di armature. Gli eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro dovranno essere continui e rettilinei con interruzioni ammesse unicamente in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature.

#### **5.7.5.3 Fattori di struttura**

Il fattore di struttura  $q$  da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto, da utilizzare nelle analisi lineari, dovrà essere definito sulla base della tipologia costruttiva, della sovraresistenza e delle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

In mancanza di informazioni più specifiche  $q$  potrà essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_\alpha$$

nella quale:  $q_0$  è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva, e dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio e varia generalmente tra un minimo di 1,5 ed un massimo di 3.

$K_\alpha$  è un fattore che dipende dalla sovraresistenza, definito come il rapporto tra il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente e il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima per taglio o pressoflessione. Il valore di  $K_\alpha$  può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare ed assume generalmente valori compresi tra 1,5 e 2,5.

#### **5.7.5.4 Metodi di analisi**

Il metodo dell'analisi statica lineare è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si consideri partecipante l'intera massa dell'edificio. Nell'ipotesi di infinita rigidità nel piano dei solai, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai. In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

Nel caso di analisi statica non lineare, la distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata, potrà essere approssimata dalla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare. I pannelli murari potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio ed ottenuti mediante gli stessi criteri di verifica previsti per le analisi lineari. Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e dovrà garantire gli equilibri locali e globali. Il risultato consisterà in un diagramma, denominato curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale di un punto di controllo dell'edificio, usualmente scelto al livello della copertura, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base): la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo potrà essere direttamente valutata sulla curva.

La risposta fuori piano delle pareti è da considerarsi in generale come comportamento locale disaccoppiato dalla risposta globale governata dalla risposta delle pareti nel proprio piano: pertanto le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente e per esse potranno essere adottate le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali.

#### **5.7.5.5 Verifiche di sicurezza**

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Dovranno essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma. In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, in modo che tale meccanismo di danno preceda una rottura più fragile per taglio.

Nel caso di analisi non lineare, statica o dinamica, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di edificio semplice.

#### **5.7.5.6 Particolari costruttivi**

##### **5.7.5.6.1 Edifici in muratura ordinaria**

Ad ogni piano deve essere realizzato un collegamento tra solai e pareti atto a conferire unitarietà alla risposta del sistema, garantendo il comportamento scatolare, governato dalla risposta delle pareti nel proprio piano e dalla rigidità nel piano dei solai.

In corrispondenza di incroci tra due pareti portanti perimetrali devono essere realizzate, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali associate alla presenza di aperture prossime agli spigoli della costruzione.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

##### **5.7.5.6.2 Edifici in muratura armata**

Nel caso degli elementi in muratura armata le armature verticali ed orizzontali di rinforzo vengono dimensionate in analogia con quanto previsto per gli elementi in calcestruzzo armato: le armature longitudinali conferiscono alle sezioni resistenza a trazione e comportamento duttile a pressoflessione; le armature orizzontali contribuiscono significativamente alla resistenza a taglio ed alla resistenza a pressoflessione fuori piano.

Le barre di armatura dovranno essere tali da assicurare adeguata aderenza ed ancoraggio.

Dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, dovrà essere adeguatamente diffusa ed in quantità tali da evitare sia collassi fragili in trazione (percentuale minima) sia collassi di compressione della muratura (percentuale massima).

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni adeguate a garantire la trasmissione degli sforzi agli elementi in muratura. Armature verticali con sezione trasversale opportuna dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad un limitato interasse, in modo da assorbire sforzi eventualmente localizzati, di trazione o compressione, e garantire il comportamento complessivo della parete.

Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

#### 5.7.5.6.3 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, verificandole utilizzando le sollecitazioni derivanti dall'analisi. Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

#### 5.7.5.7 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in muratura da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni.

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.2.9). L'azione sismica è definita applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali in cui si assumerà  $S_d(T) = 0,07g$  per strutture in muratura ordinaria e  $S_d(T) = 0,04g$  per strutture in muratura armata. Le relative verifiche di sicurezza possono essere effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. In particolare l'azione sismica ortogonale ad una parete è rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a  $S_d(T)$  volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a  $S_d(T)$  volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente trasmessi ai muri trasversali.
- Gli edifici in muratura ordinaria ed armata devono rispettare i criteri generali ed i particolari costruttivi previsti per garantire il collegamento degli elementi strutturali, prevenire meccanismi di danneggiamento locali e fornire alla costruzione un comportamento scatolare che consenta di sfruttare le risorse duttili degli elementi.

#### 5.7.5.8 Edifici semplici

Per edifici particolarmente semplici, con limitato numero di piani, regolari in pianta ed in altezza, non è generalmente necessario effettuare analisi e verifica di sicurezza, purché il rapporto tra area della sezione resistente ed area di piano sia sufficiente a garantire la resistenza all'azione sismica.

#### 5.7.5.9 Strutture miste con pareti in muratura ordinaria o armata

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata alle pareti in muratura, per le quali risultino rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa dovranno essere espressamente verificati. Particolare attenzione dovrà essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre sarà necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

E' consentito altresì realizzare edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da una struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati;
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di struttura  $q$  adeguato per la tipologia costruttiva; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, opportunamente maggiorate.

## 5.7.6 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

### 5.7.6.1 Generalità

#### 5.7.6.1.1 Aspetti concettuali della progettazione

Gli edifici in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Nelle strutture progettate secondo il comportamento a), deve essere tenuta in considerazione la capacità di alcune parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche al di là del loro limite elastico.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere ad un'opportuna classe di duttilità, in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e capacità di duttilità della connessione.

Le zone dissipative dovranno, in generale, essere localizzate nei collegamenti mentre le membrature lignee dovranno essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica.

Nelle strutture progettate secondo il comportamento b), le azioni devono essere calcolate sulla base di un'analisi elastica globale, considerando il materiale a comportamento lineare. La resistenza degli elementi e dei collegamenti deve essere calcolata in accordo con quanto prescritto per le condizioni non-sismiche.

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, regolarità.

### 5.7.6.2 Materiali e proprietà delle zone dissipative

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto per le condizioni non-sismiche, mentre, con riferimento alle parti strutturali in acciaio, si applica quanto contenuto in 5.7.3.

Qualora si faccia affidamento su comportamenti strutturali dissipativi, con diverso livello di duttilità, in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che consentono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono essere opportunamente dimensionati.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve essere compatibile con le prescrizioni riportate in 5.7.3.

### 5.7.6.3 Classi di duttilità

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere suddivisi in opportune classi di duttilità. Alle strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica si assegnerà un fattore di struttura sufficientemente prossimo all'unità, tra esse sono in generale da classificare strutture isostatiche, archi a due cerniere, reticolari con connettori.

### 5.7.6.4 Analisi strutturale

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per "azioni istantanee", ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico riportati nei profili resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità, a meno che non venga verificato diversamente.

### **5.7.6.5 Disposizioni costruttive**

#### **5.7.6.5.1 Generalità**

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

#### **5.7.6.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti**

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare l'innescò di fratture parallele alla fibratura (splitting).

#### **5.7.6.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati**

La distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali ed i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve sufficientemente limitato.

La spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità deve essere opportunamente ridotta rispetto a quanto previsto nelle condizioni non sismiche normative.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (e.g. le pareti di controvento) si dovrà assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

### **5.7.6.6 Verifiche di sicurezza**

I valori di resistenza degli elementi di legno faranno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Per la verifica allo stato limite ultimo si applicano alle caratteristiche dei materiali impiegati i valori dei coefficienti parziali di sicurezza relativi alle combinazioni di carico eccezionali.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, ai collegamenti di elementi tesi, ai collegamenti alle strutture di fondazione ed ai collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

### **5.7.6.7 Fondazioni**

Le strutture di fondazione devono essere realizzate secondo quanto specificato in 5.7.2.3.6.

## 5.7.7 EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO

### 5.7.7.1 Scopo

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali dell'edificio, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

### 5.7.7.2 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Negli edifici con isolamento sismico la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che esso svolge.

La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni orizzontali (sisma, vento, ecc.), sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene che ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, sarà basata su un modello strutturale sufficientemente realistico (ove necessario non lineare, dipendente dallo sforzo assiale, ecc.) e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità, spostamento e sollecitazione. Eventuali modifiche di tale comportamento, sia in fase di costruzione che di messa in opera e nella successiva vita utile del dispositivo, possono essere ammesse solo con adeguate giustificazioni e verifiche.

Le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla struttura isolata dovranno essere compatibili con gli spostamenti derivanti dal sistema di isolamento.

### 5.7.7.3 Caratteristiche e criteri di accettazione dei dispositivi

#### 5.7.7.3.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi.

Gli isolatori debbono presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente.

#### 5.7.7.3.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

#### 5.7.7.3.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento non lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza.

#### 5.7.7.3.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

I dispositivi ausiliari a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale ad una potenza della velocità, e pertanto non contribuiscono alla rigidità del sistema.

#### 5.7.7.3.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali.

### 5.7.7.4 Indicazioni progettuali

#### 5.7.7.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Ove necessario, gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente

#### 5.7.7.4.2 Controllo di movimenti indesiderati

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidità del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibili, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti perimetralmente e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzano isolatori di diverso tipo, particolare attenzione andrà posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

#### 5.7.7.4.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

#### 5.7.7.4.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti

Adeguato spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

### 5.7.7.5 Modellazione e analisi strutturale

#### 5.7.7.5.1 Proprietà del sistema di isolamento

Le proprietà meccaniche devono tenere conto, in generale, dell'influenza di:

- entità delle deformazioni di progetto,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi,
- velocità massima di deformazione,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo.

Si dovranno, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare.

#### 5.7.7.5.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura possono essere modellate come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. Qualora risulti significativa, la deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

#### 5.7.7.5.3 Metodi di analisi

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- a) statica lineare
- b) dinamica lineare
- c) dinamica non lineare

#### 5.7.7.5.4 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali.

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta;
- la sovrastruttura ha altezza sufficientemente limitata in modo che i modi alti non siano significativi;
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida;
- la maggiore dimensione in pianta della sovrastruttura è sufficientemente piccola;
- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare;
- il periodo equivalente della costruzione isolata ha un valore molto maggiore del periodo della sovrastruttura assunta a base fissa e tuttavia non eccessivo;
- la deformabilità verticale del sistema di isolamento è trascurabile;
- il periodo della struttura in direzione verticale è sufficientemente basso;
- nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidità del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa è sufficientemente limitata.

#### 5.7.7.5.5 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, considerando un numero di modi tale da considerare un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente e si combineranno opportunamente gli effetti. Qualora si ritenga opportuno tenere in conto anche la componente verticale si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico dovrà essere opportunamente corretto per tenere in conto lo smorzamento introdotto dal sistema di isolamento.

#### 5.7.7.5.6 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito in 5.7.7.5.2.

### **5.7.7.6 Verifiche**

#### **5.7.7.6.1 Stato limite di danno (SLD)**

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLU, di cui al punto 5.7.7.6.2.

La verifica allo SLD della sovrastruttura verrà svolta controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano tali da non produrre danni che rendano temporaneamente inagibile l'edificio.

I dispositivi del sistema di isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle usuali condizioni di servizio e per il terremoto di progetto allo SLU. In caso di sistemi a comportamento fortemente non lineare, gli eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

#### **5.7.7.6.2 Stato limite ultimo (SLU)**

Sottostruttura e sovrastruttura dovranno essere verificate allo SLU in analogia con quanto richiesto per edifici non isolati.

Gli elementi della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura.

I tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, al passaggio dal terreno o da altre costruzioni all'edificio in esame, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture gli spostamenti massimi, con un opportuno coefficiente di sicurezza.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, con un coefficiente di sicurezza opportuno.

### **5.7.8 VALUTAZIONE, MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI ESISTENTI**

#### **5.7.8.1 Generalità**

Qualora si intenda effettuare interventi di tipo strutturale su singoli elementi di fabbrica oppure interventi di miglioramento, intendendo con essi l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, è consentito procedere senza dar luogo alle analisi e verifiche di cui al presente capitolo, a condizione che si dimostri che l'insieme delle opere previste è comunque tale da far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

È possibile, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive, consentire, per gli interventi di adeguamento, un miglioramento controllato della vulnerabilità, riducendo opportunamente i livelli di protezione sismica e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i diversi stati limite, nonché il numero degli stati limite da considerare.

Per i beni culturali tutelati è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento, è peraltro comunque richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

#### **5.7.8.2 Valutazione della sicurezza**

##### **5.7.8.2.1 Generalità**

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto contenuta nelle presenti norme.

Le norme forniscono indicazioni per la valutazione di singoli edifici ed i risultati non sono estendibili a edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia.

Gli stessi metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni valgono, in generale, per la valutazione degli edifici esistenti.

Nell'effettuare la valutazione si terrà conto dell'esperienza, se disponibile, derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici.

#### 5.7.8.2.2 Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti può richiedere la considerazione di stati limite aggiuntivi rispetto a quelli definiti ai punti 5.7.1.2 e 5.7.1.3, al fine di tenere in considerazione possibili modi di danno e collasso non controllati dall'applicazione di principi di gerarchia delle resistenze e da adeguata duttilità globale.

#### 5.7.8.2.3 Criteri di verifica

##### 5.7.8.2.3.1 Verifica con lo spettro elastico

In generale, la verifica di sicurezza degli edifici esistenti viene eseguita con riferimento all'azione sismica data dallo spettro elastico (non ridotto) definito al punto 3.2.3.3.

Ai fini delle verifiche di sicurezza gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili".

La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformabilità.

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

##### 5.7.8.2.3.2 Verifica con l'impiego del fattore di struttura $q$

In alternativa, è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in 3.2.3.5, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate tramite un fattore di struttura opportunamente scelto sulla base delle caratteristiche dell'edificio, della duttilità disponibile a livello locale e globale nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

##### 5.7.8.2.3.3 Verifica mediante analisi non lineare

In caso di analisi non lineare, le sollecitazioni e le deformazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

##### 5.7.8.2.3.4 Caratteristiche dei materiali da impiegare nelle verifiche di sicurezza

Per il calcolo delle capacità degli elementi duttili si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il fattore di confidenza opportunamente definito in base al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo delle capacità degli elementi fragili si procede in modo analogo, applicando un ulteriore coefficiente parziale.

### 5.7.8.3 Livelli di conoscenza e metodi di analisi

Si distinguono diversi livelli di conoscenza, in funzione dei dati disponibili relativi a *geometria* (le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali), *dettagli strutturali* (quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti), *materiali* (proprietà meccaniche).

Per bassi livelli di conoscenza si adotteranno metodi di analisi lineare, statica o dinamica, per livelli di conoscenza elevati si potrà adottare qualsiasi metodo di analisi.

#### 5.7.8.4 Fattori di confidenza

In base al livello di conoscenza acquisito si definiscono opportuni fattori di confidenza col duplice scopo di:

- a) definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- b) definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili. A tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

#### 5.7.8.5 Criteri per la scelta dell'intervento

##### 5.7.8.5.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- errori grossolani devono essere eliminati;
- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura;
- negli edifici in acciaio sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la stabilità locale e flessione-torsionale degli elementi e globale della struttura.

##### 5.7.8.5.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse, verificando comunque che l'eventuale introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti di controvento o nuovi setti murari, controventi in acciaio, cordoli di incatenamento per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti;
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, disposizione di materiali atti ad attenuare gli urti in giunti inadeguati o ampliamento dei medesimi, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamicatura in c.a. di pareti in laterizio;
- negli edifici in acciaio, incremento della resistenza dei collegamenti, miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna, introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale;
- interventi su parti non strutturali ed impianti la cui risposta può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio;
- negli edifici in muratura, consolidamento di murature di qualità inadeguata a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui, collegamento tra solai e pareti non efficaci, collegamento fra pareti confluenti, eliminazione di spinte non contrastate di coperture, archi e volte, eliminazione di

elementi a forte vulnerabilità, correzione di forti irregolarità, trasformazione di solai flessibili in solai rigidi, a condizione che la diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti risulti favorevole.

## 5.7.9 PROGETTO SISMICO DEI PONTI

### 5.7.9.1 Obiettivi del progetto

Obiettivo della progettazione deve essere la realizzazione di strutture da ponte che soddisfino i due requisiti seguenti:

- a seguito di un evento sismico di forte intensità, caratterizzato da un periodo medio di ritorno commisurato all'importanza dell'opera, ma non inferiore a 475 anni, i danni strutturali subiti dal ponte sono tali da non comprometterne la transitabilità, e da consentire una capacità ridotta di traffico sufficiente per le operazioni di soccorso post-sisma;
- a seguito di eventi sismici caratterizzati da un periodo medio di ritorno commisurato alla importanza dell'opera, ma non inferiore a 50 anni e che hanno, quindi, una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera, i danni strutturali sono di entità trascurabile, tali da non richiedere alcuna riduzione del traffico né interventi urgenti di ripristino.

### 5.7.9.2 Criteri generali di progettazione

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU essa dia luogo alla formazione di un meccanismo stabile con un livello di escursione in campo inelastico definito in funzione delle caratteristiche dell'opera.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno inelastico del maggior numero possibile di elementi.

Per garantire il comportamento elastico degli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa, questi devono essere progettati per resistere alle massime azioni che gli elementi dissipativi possono loro trasmettere, adottando il criterio della "gerarchia delle resistenze".

La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti, spostamenti la cui valutazione è caratterizzata da intrinseca incertezza, ciò che rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

### 5.7.9.3 Livelli di protezione antisismica

I ponti devono essere dotati di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e, quindi, delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse "categorie di importanza", a ciascuna delle quali è associato un diverso fattore di importanza. Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che si assume per ponti di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite ultimo e per lo stato limite di danno, variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

### 5.7.9.4 Valori del coefficiente di struttura

I valori da attribuire al coefficiente di struttura sono da valutarsi in funzione della tipologia del ponte e del meccanismo dissipativo atteso.

### 5.7.9.5 Modello strutturale

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati. Nei modelli a comportamento non lineare, dovranno essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

La deformabilità del terreno di fondazione, e più in generale gli effetti di interazione terreno-struttura, devono venire considerati quando il contributo di tale deformabilità allo spostamento massimo risulta essere significativo, tenendo conto delle eventuali incertezze circa le caratteristiche meccaniche del terreno.

### **5.7.9.6 Metodi di analisi**

#### 5.7.9.6.1 Analisi modale completa con spettro di risposta

Per ognuna delle due direzioni di verifica dovranno essere presi in considerazione tutti i modi che forniscono un contributo significativo alla risposta.

#### 5.7.9.6.2 Analisi semplificata

Questo tipo di analisi consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo fondamentale del ponte nella direzione considerata. Le forze sono distribuite sulla struttura secondo la forma del primo modo, valutabile in modo approssimato.

L'analisi semplificata può essere applicata nei casi in cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo.

#### 5.7.9.6.3 Calcolo degli spostamenti mediante analisi lineari

Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto (SLU) si ottengono moltiplicando i valori ottenuti dall'analisi dinamica oppure dall'analisi statica semplificata per un opportuno fattore, funzione del fattore di struttura e del periodo fondamentale della struttura.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, ai valori determinati come sopra è da aggiungere l'effetto degli spostamenti relativi. Gli spostamenti dinamici e pseudo-statici devono essere opportunamente combinati.

#### 5.7.9.6.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere effettuata in tutti i casi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi dinamica non lineare dovrà essere eseguita imponendo alla base delle pile e alle spalle storie temporali del moto sismico differenziate e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

#### 5.7.9.6.5 Analisi statica non lineare

Questo tipo di analisi consiste nell'applicazione di un sistema di forze orizzontali progressivamente incrementate fino al raggiungimento di un assegnato spostamento in un nodo di riferimento.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi (che non elimina la necessità di eseguire uno dei tipi di analisi precedentemente definiti) sono:

- la valutazione della sequenza di diffusione di fenomeni anelastici fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo;
- l'esame della redistribuzione delle sollecitazioni conseguente;
- la valutazione dell'entità delle domande di deformazione anelastica al raggiungimento dello spostamento prefissato.

L'analisi statica non lineare può avere per scopo principale quello di verificare l'adeguatezza del fattore di struttura e di verificare se le richieste di duttilità sono inferiori a quelle disponibili e le sollecitazioni negli elementi fragili sono inferiori alle rispettive resistenze in accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze.

### **5.7.9.7 Dimensionamento e dettagli costruttivi degli elementi**

#### 5.7.9.7.1 Criterio della gerarchia delle resistenze (GR)

Il criterio GR consiste nel determinare le azioni di progetto per i meccanismi e per gli elementi strutturali che devono mantenersi in regime lineare sotto l'azione sismica di progetto, assumendo che in tutte le zone dove è prevista la diffusione di fenomeni anelastici agiscano azioni da considerare quali frattili superiori delle rispettive resistenze.

#### 5.7.9.7.2 Verifica dell'impalcato

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni (ossia soddisfi le verifiche di resistenza allo SLU) per effetto delle massime sollecitazioni indotte dalla azione sismica di progetto.

#### 5.7.9.7.3 Verifica degli appoggi

Gli appoggi fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR.

Gli apparecchi di appoggio mobili devono consentire, mantenendo la piena funzionalità, gli spostamenti massimi in presenza dell'azione sismica di progetto.

Eventuali elementi di collegamento aventi lo scopo di impedire o limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità pila non possono essere utilizzati per trasmettere le sollecitazioni di origine sismica tra impalcato e pila.

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura deve essere comunque disponibile una opportuna lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

#### 5.7.9.7.4 Verifica delle fondazioni

Il criterio di progetto delle fondazioni è che esse si mantengano in fase sostanzialmente elastica, ove possibile, e comunque con deformazioni residue trascurabili, sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU.

A tale scopo, le sollecitazioni da considerare devono essere determinate con il criterio della GR.

Le fondazioni del tipo diretto devono essere sempre progettate per rimanere in campo sostanzialmente elastico; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Per le fondazioni su pali non è sempre possibile evitare la formazione di zone plasticizzate, nel qual caso devono essere adottati i provvedimenti necessari a garantire la necessaria capacità deformativa.

#### 5.7.9.7.5 Verifica delle spalle

Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLU.

La verifica sismica delle spalle può in generale venire eseguita separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono. Nel caso in cui le spalle ed il ponte formino un sistema accoppiato, è necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

### 5.7.9.8 Ponti con isolamento sismico

#### 5.7.9.8.1 Scopo

Il presente capitolo fornisce criteri per il progetto dei ponti nei quali un sistema d'isolamento sismico viene posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

Si applica in generale quanto prescritto per gli edifici con isolamento sismico, salvo quanto diversamente specificato.

#### 5.7.9.8.2 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

In generale, per ragioni legate al corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, si richiederà che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema di isolamento (sovrastuttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni di verifica dello SLU. Per questo la struttura potrà essere progettata senza applicare le regole di gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità.

#### 5.7.9.8.3 Controllo degli spostamenti

La variabilità spaziale del moto del terreno dovrà essere messa in conto secondo quanto specificato in [3.2.7.3](#).

I giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura dovranno essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema di isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra le diverse parti della sovrastruttura e tra la sovrastruttura e le parti non isolate devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, gli spostamenti relativi previsti dal calcolo.

#### 5.7.9.8.4 Metodi di analisi

##### 5.7.9.8.4.1 *Analisi statica lineare*

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- lo schema statico è a impalcati semplicemente appoggiati oppure a impalcati continui con geometria regolare;
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida;
- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare;
- la deformabilità verticale del sistema di isolamento è trascurabile;
- nessun isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali.

##### 5.7.9.8.4.2 *Analisi dinamica lineare*

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento.

##### 5.7.9.8.4.3 *Analisi dinamica non lineare*

L'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

#### 5.7.9.8.5 Verifiche

##### 5.7.9.8.5.1 *Stato limite di danno (SLD)*

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLU.

##### 5.7.9.8.5.2 *Stato limite ultimo (SLU)*

Sottostruttura e sovrastruttura dovranno essere verificate allo SLU in analogia con quanto richiesto per i ponti non isolati.

I giunti di separazione tra strutture contigue devono essere dimensionati con riferimento agli spostamenti valutati per il sistema d'isolamento e degli spostamenti differenziali determinati dalla variabilità spaziale del moto.

Eventuali condotte che trasportano fluidi pericolosi per l'ambiente dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere gli spostamenti di progetto con un adeguato fattore di sicurezza.