

## **6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

### **6.1 DISPOSIZIONI GENERALI**

#### **6.1.1 OGGETTO DELLE NORME**

Il presente capitolo riguarda il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

#### **6.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI**

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1, devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

## 6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

### 6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

### 6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art.59 del DPR 6.6.2001, n.380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

### 6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

#### 6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_1 F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$F_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right], \quad (6.2.2b)$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]. \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

##### 6.2.3.1.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICII	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{E2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

### 6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{ca}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu}=1,6$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

### 6.2.3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

**Tabella 6.2.III** Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_G$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

### 6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2.7)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

**Tabella 6.2.IV** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,9
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

#### 6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

#### 6.2.5 MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA - TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

### **6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

#### **6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI**

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

#### **6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO**

Lo studio geologico deve precisare l'origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurati all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

#### **6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO**

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;
- lo studio geotecnico deve definire la successione stratigrafica e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo (vedi § 6.2.2) che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

#### **6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

#### **6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE**

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

La valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione lungo la superficie di scorrimento critica deve essere accompagnata da valutazioni del grado di sicurezza lungo superfici di scorrimento alternative a quella critica.

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

#### **6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO**

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.

## 6.4 OPERE DI FONDAZIONE

### 6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

### 6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

#### 6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
  - stabilità globale

– *SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)  
– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3).$$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### 6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

#### 6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLE quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $\gamma_M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II.

#### 6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

#### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
  - b) metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
  - c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).
- (a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (6.2.9)$$

**Tabella 6.4.III** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

- (c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\} \quad (6.2.12)$$

**Tabella 6.4.V** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

#### 6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{t,r,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.

**Tabella 6.4.VI** - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{tr,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

#### 6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### 6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito con il contributo anche dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2 del § 6.4.2.1 prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
  - stabilità globale;

- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nelle verifiche *SLU* di tipo geotecnico, la resistenza di progetto  $R_d$  della fondazione mista si potrà ottenere attraverso opportune analisi di interazione o sommando le rispettive resistenze caratteristiche e applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante ( $R_3$ ) riportato nella Tab. 6.4.I.

#### **6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste**

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### **6.4.3.5 Aspetti costruttivi**

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

#### **6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali**

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

#### **6.4.3.7 Prove di carico**

##### **6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota**

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

#### 6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore  $5 + n/500$ , se il numero  $n$  di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

## 6.5 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

### 6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantire i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio si determini una modifica delle pressioni interstiziali nel sottosuolo se ne devono valutare gli effetti, anche in termini di stabilità e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

### 6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

### 6.5.2.1 Sovraccarichi

Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

### 6.5.2.2 Modello geometrico

Il modello geometrico dell'opera di sostegno deve tenere conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ( $k < 10^{-6}$  m/s).

### 6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

#### 6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

##### 6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - ribaltamento;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.1 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo approccio 1.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.1 e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

**Tabella 6.5.1 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

**6.5.3.1.2 Paratie**

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
  - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - collasso per carico limite verticale;
  - sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - sifonamento del fondo scavo;
  - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2:  $(A2+M2+R1)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \phi'/2$  ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

**6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)**

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

## 6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

### 6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Ai fini del progetto, gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti.

Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; la resistenza di progetto  $R_{ad}$  e l'eventuale programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo. Esso è da recepire, ove necessario in relazione alla rilevanza dell'opera, nel piano di manutenzione. Nel progetto deve prevedersi la possibilità di successivi interventi di regolazione e/o sostituzione. Se questi requisiti non possono essere soddisfatti, dovranno essere previsti ancoraggi passivi.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

### 6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto  $P_d$ , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 6.6.I.

**Tabella 6.6.I** – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	$\gamma_R$	
Temporanci	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare:

- dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,m}$  misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\}. \quad (6.2.12)$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$ , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}. \quad (6.2.13)$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

**Tabella 6.6.II:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova.

numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2

**Tabella 6.6.III:** Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

### 6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura può avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio.

### 6.6.4 PROVE DI CARICO

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

Le prove di verifica, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

## 6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine, e del rivestimento finale, che dovrà essere individuato in relazione alla tipologia di opera da realizzare e alla funzione ad esso assegnata.

### 6.7.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo deve svilupparsi secondo i principi generali esposti nei § 6.1 e 6.2 e i criteri specifici indicati al successivo § 6.7.4.

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nella roccia e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante. A tale scopo, in stretta dipendenza dei risultati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodo e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità;
- mezzi occorrenti per l'intercettazione e l'eventuale aggotamento dell'acqua sotterranea, avendo però cura di accertare se tale aggotamento comporti o meno eventuali variazioni all'equilibrio idrogeologico preesistente;
- elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;
- problematiche relative alla messa a dimora dei materiali di risulta degli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

### 6.7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Nel caso in cui sia adottato il "metodo osservazionale", il modello geologico può essere verificato ed eventualmente integrato con specifiche indagini.

Gli accertamenti devono riguardare le condizioni idrogeologiche e i caratteri degli acquiferi presenti nell'area. Devono inoltre essere mirati alla individuazione di particolari situazioni di pericolo dovute alla presenza eventuale di cavità carsiche, improvvise venute d'acqua, gas tossici ed esplosivi.

Devono essere accertate le caratteristiche di sismicità della zona interessata dal progetto, ponendo particolare attenzione a segnalazioni della presenza di faglie attive in corrispondenza o in prossimità dell'opera.

### 6.7.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo all'eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, alle disomogeneità e, in generale, a tutti i fattori di scala d'interesse.

Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e deve rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nei terreni e nelle rocce interessate dallo scavo.

Nel caso in cui la progettazione facesse riferimento al "metodo osservazionale", indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste in progetto.

### 6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

### 6.7.5 METODI DI CALCOLO

Per lo svolgimento delle analisi progettuali si deve fare riferimento ai modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di provata validità. Inoltre, si deve ricorrere a metodi e procedimenti di calcolo di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione. In generale si deve ricorrere ad uno o più dei seguenti procedimenti:

- a) metodi analitici;
- b) metodi numerici, per simulare il comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento:

- alla stabilità globale della cavità, con particolare riguardo, nel caso delle gallerie, al fronte, alla zona retrostante il fronte e, in condizioni di bassa copertura, alla valutazione dei risentimenti attesi in superficie;
- all'interazione opera-terreno nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

Nel caso di progettazione basata sul "metodo osservazionale", le analisi devono permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale del cavo, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinenti, dei cedimenti indotti in superficie.

**6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO**

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali. Esso deve essere predisposto in modo da permettere la valutazione del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata.

Il monitoraggio deve inoltre consentire il controllo di quelle grandezze, rappresentative del comportamento del complesso opera-terreno, specificamente individuate nell'ambito dell'applicazione del metodo osservazionale.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE

## 6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

### 6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali da costruzione devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

### 6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione (6.2.1), verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

**Tabella 6.8.I** – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
$\gamma_r$	1.1

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo, eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico del sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.3.2. I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo.

### **6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)**

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.

Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.

### **6.8.4 ASPETTI COSTRUTTIVI**

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

### **6.8.5 CONTROLLI E MONITORAGGIO**

Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli contigui.

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo del grado di addensamento, dell'umidità e della deformabilità degli strati posti in opera.

Il tipo ed il numero di controlli devono essere convenientemente fissati in relazione all'importanza dell'opera ed alle caratteristiche geotecniche dell'area, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Per opere di modesta importanza, che non comportino pericoli per le persone o apprezzabili danni alle cose, il monitoraggio può essere ridotto a documentate ispezioni visive.

### **6.8.6 FRONTI DI SCAVO**

#### **6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica**

Le indagini geotecniche devono tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

#### **6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza**

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.3 e la verifica deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo. Le verifiche devono essere svolte nei

confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli.

Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno e dell'armatura devono essere giustificate portando in conto la deformabilità relativa del terreno e dell'armatura, le modalità esecutive dell'armatura e dello scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno e il tempo di permanenza dello scavo.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE

## **6.9 MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE**

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, realizzati per diverse finalità applicative.

### **6.9.1 SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici modificabili e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici connessi con tali modificazioni.

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure ed eventualmente di appositi campi prova. Questi ultimi sono necessari nei casi in cui la mancata o ridotta efficacia degli interventi possa comportare il raggiungimento di uno stato limite ultimo o possibili danni a persone o cose.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli elementi strutturali e degli eventuali materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative, nonché le indicazioni per poter valutare l'efficacia degli interventi realizzati.

### **6.9.2 MONITORAGGIO**

Il monitoraggio ha lo scopo di valutare l'efficacia degli interventi e di verificare la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi progettuali. Ha inoltre lo scopo di controllare il comportamento nel tempo del complesso opera-terreno trattato.

Il monitoraggio deve essere previsto nei casi in cui gli interventi di miglioramento e di rinforzo possano condizionare la sicurezza e la funzionalità dell'opera in progetto o di opere circostanti.

## 6.10 CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le presenti norme riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento.

### 6.10.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno, conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento della struttura in elevazione.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

### 6.10.2 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze geotecniche come le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume ritenuto significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

### 6.10.3 TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento di una struttura esistente fanno in generale capo a uno o più dei seguenti criteri:

- miglioramento e rinforzo dei terreni di fondazione;
- miglioramento e rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
- ampliamento della base;
- trasferimento del carico a strati più profondi;
- introduzione di sostegni laterali;
- rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale redistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime della falda idrica, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

#### **6.10.4 CONTROLLI E MONITORAGGIO**

Il controllo dell'efficacia del consolidamento geotecnico è obbligatorio quando agli interventi consegue una redistribuzione delle sollecitazioni al contatto terreno-manufatto. I controlli assumono diversa ampiezza e si eseguono con strumentazioni e modalità diverse in relazione all'importanza dell'opera, al tipo di difetto del manufatto e ai possibili danni per le persone e le cose.

Il monitoraggio degli interventi di consolidamento deve essere previsto in progetto e descritto in dettaglio – indicando le grandezze da misurare, gli strumenti impiegati e la cadenza temporale delle misure – nel caso di ricorso al metodo osservazionale. Gli esiti delle misure e dei controlli possono costituire elemento di collaudo dei singoli interventi.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE

## **6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI**

### **6.11.1 DISCARICHE CONTROLLATE**

#### **6.11.1.1 Criteri di progetto**

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.

#### **6.11.1.2 Caratterizzazione del sito**

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione della natura dei terreni e delle rocce presenti nell'area e dello schema di circolazione idrica del sottosuolo, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. È in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

#### **6.11.1.3 Modalità costruttive e di controllo dei dispositivi di barriera**

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione. Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratorio durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

#### **6.11.1.4 Verifiche di sicurezza**

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pre-trattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

#### **6.11.1.5 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso scarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative – quali, ad esempio, assestamenti, pressioni interstiziali, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

### **6.11.2 DEPOSITI DI INERTI**

#### **6.11.2.1 Criteri di progetto**

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la raccolta e l'allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito. E' da prevedersi un dispositivo per evitare comunque la tracimazione.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti del materiale del deposito.

#### **6.11.2.2 Monitoraggio**

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative – quali, ad esempio, spostamenti e pressioni interstiziali.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

## 6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a) nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b) ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c) strade, ferrovie ed idrovie;
- d) opere marittime e difese costiere;
- e) aeroporti;
- f) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h) bonifiche e sistemazione del territorio;
- i) attività estrattive di materiali da costruzione.

### 6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

In particolare, le indagini e gli studi devono caratterizzare la zona di interesse in termini di pericolosità geologica intrinseca, per processi geodinamici interni (sismicità, vulcanismo,...) ed esterni (stabilità dei pendii, erosione, subsidenza,...) e devono consentire di individuare gli eventuali limiti imposti al progetto di insiemi di manufatti e interventi (ad esempio: modifiche del regime delle acque superficiali e sotterranee, subsidenza per emungimento di fluido dal sottosuolo...).

## 7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Cap. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  $S_d(T_1) = 0,07g^1$  per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

### 7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno<sup>2</sup>, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*, quali precisate nei §§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

<sup>1</sup>  $T_1$  è il modo di vibrare principale nella direzione in esame, quale definito nel § 7.3.3.2.

<sup>2</sup> Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

## 7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

### 7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

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

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD "A" e ad 1,1 per CD "B".

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

## 7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

### Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

- f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva<sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

#### **Distanza tra costruzioni contigue**

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$ . Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g$ .

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

#### **Altezza massima dei nuovi edifici**

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

#### **Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale**

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

<sup>3</sup> La resistenza effettiva è la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a presso flessione e a taglio dei medesimi elementi.

### 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. 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; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

$q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $Z=0$ .

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha S$ .

**Tabella 7.2.1** – Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	2,0
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

#### 7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiede uno specifico studio.

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente. L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza ( $F$ ) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni (7.2.1) e (7.2.2).

Gli eventuali componenti fragili debbono essere progettati per avere resistenza doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con fattore di struttura  $q$  pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione  $T \geq 0,1s$ . Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto debbono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi di interruzione automatica della distribuzione del gas. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, debbono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

### 7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine di sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

#### 7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$  per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$  per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$  per il profilo stratigrafico di tipo D

dove  $N_{sd}$  è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:  $a_{\max} = a_g \cdot S$  in cui  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

### 7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidità e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ( $V_s < 100$  m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo

dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3., l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche  $SLV$  e  $SLD$ , condotte quindi con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato al punto § 7.11.5.3.2. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche  $SLV$  e  $SLD$ , condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Cap. 7.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE

## 7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

### 7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

#### Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_w/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad (7.3.2)$$

dove:

$P$  è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

$V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

$h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ ;  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

### Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

## 7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

### 7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

#### 7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

#### 7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / I_e \quad (7.3.7)$$

dove:

$x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

$I_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

### 7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

### 7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

#### 7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_n/\alpha_1$  di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

#### **Gruppo 1** - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$ .

#### **Gruppo 2** - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

#### 7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile,

nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidzze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito ci si può riferire a documenti di comprovata validità.

### **7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario. In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

### **7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

#### **7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza**

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ), calcolato in generale comprendendo gli effetti

delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

#### **7.3.6.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione**

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura  $q$  adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

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

#### **7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti**

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della  $F_a$  (v. § 7.2.4) corrispondente allo *SLV*.

### **7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

#### **7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza**

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad  $\eta$  il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

### 7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

$h$  è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a  $0,005 h$  (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

### 7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SLO* non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

## 7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

### 7.4.1 GENERALITÀ

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni 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.

### 7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.4.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

#### 7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C di cui al § 11.3.2.1.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al § 7.2.3, strutture poco dissipative con fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .

### 7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

#### 7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale<sup>4</sup>;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:

<sup>4</sup> Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

$r^2$  = rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano

$$I_s^2 = (I_x^2 + I_y^2)/12 \quad (I_x \text{ e } I_y \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale<sup>5</sup>.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti estese debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_c$ , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti estese debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

#### 7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.1 – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_0/\alpha_1$	$4,5\alpha_0/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_0/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_0/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_0/\alpha_1 = 1,2$

<sup>5</sup> Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove si intenda adottare un valore  $q > 1,5$  il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista.

#### 7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza, nei modi indicati nei §§ 7.3.6.1 e 7.3.7.1, e verifiche di duttilità, in accordo con il § 7.3.6.2. Qualora non si proceda ad un'analisi non lineare, le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura  $\mu_\phi$  nelle zone critiche risulti

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2q_c - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad (7.4.1)$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura  $\mu_\phi$  può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$  o dell'acciaio  $\epsilon_{sy}$  e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

#### 7.4.4.1 Travi

##### 7.4.4.1.1 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 combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Tn}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B" (v. Fig. 7.4.1).

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$ , da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro  $b_c$  (v. Fig. 7.4.2a) su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (v. Fig. 7.4.2b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (v. Fig. 7.4.2c e 7.4.2d).

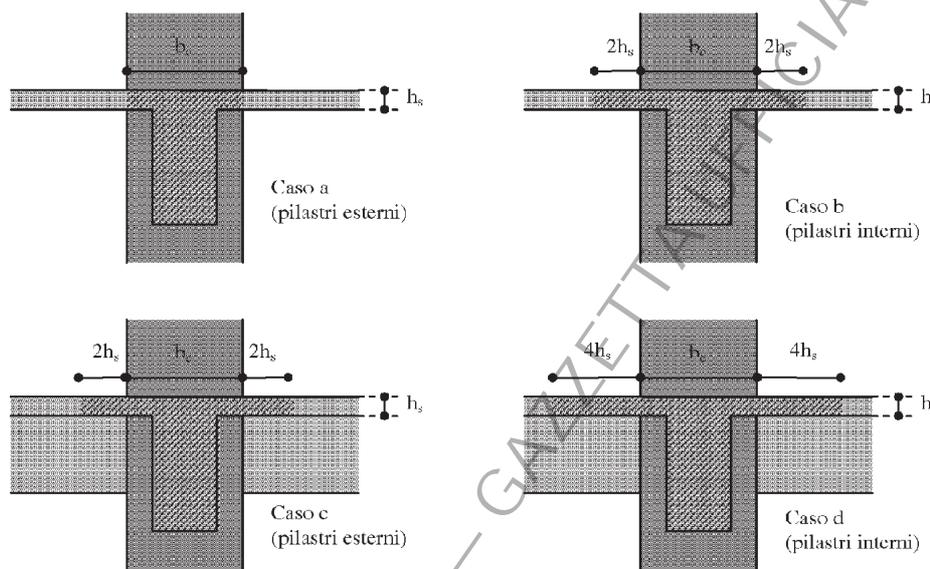


Figura 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi.

#### 7.4.4.1.2 Verifiche di resistenza

##### 7.4.4.1.2.1 Flessione

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

##### 7.4.4.1.2.2 Taglio

Per le strutture in CD "B", la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Per le strutture in CD "A", vale quanto segue:

- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche  $\text{ctg}\theta = 1$ ;

Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

$$V_{Rd} = \left( 2 - \frac{V_{Ed, \min}}{V_{Ed, \max}} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.4.2)$$

dove  $b_w$  è la larghezza dell'anima della trave e  $d$  è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di  $+45^\circ$  e l'altro di  $-45^\circ$  rispetto all'asse della trave.

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare

$$V_{Ed, \max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad (7.4.3)$$

dove  $A_s$  è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

#### 7.4.4.2 Pilastri

##### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti  $M_{C,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio  $\epsilon_s = 1\%$ .

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio 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  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

nella quale  $l_p$  è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza  $l_p$  è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

#### 7.4.4.2.2 Verifiche di resistenza

##### 7.4.4.2.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

##### 7.4.4.2.2.2 Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

#### 7.4.4.3 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 non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro  $c$ , su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jkd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.6)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.7)$$

in cui  $\gamma_{Rd} = 1,20$ ,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_C$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

##### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD "A".

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.9)$$

ed  $\alpha_j$  è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni,  $v_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo,  $h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro,  $b_j$  è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$  deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{ctd}} - f_{ctd} \quad (7.4.10)$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato,  $A_{sh}$  è l'area totale della sezione delle staffe e  $h_{jw}$  è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  hanno il significato visto in precedenza,  $\gamma_{Rd}$  vale 1,20,  $v_d$  è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

#### 7.4.4.4 Diaframmi orizzontali

##### 7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza

Vale quanto enunciato nel § 7.3.6.1.

#### 7.4.4.5 Pareti

##### 7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto

lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete ( $l_w$ ), un sesto dell'altezza della parete ( $h_w$ ); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore  $(q+1)/2$ . Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale  $h_w$  è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a  $0,5A$ .

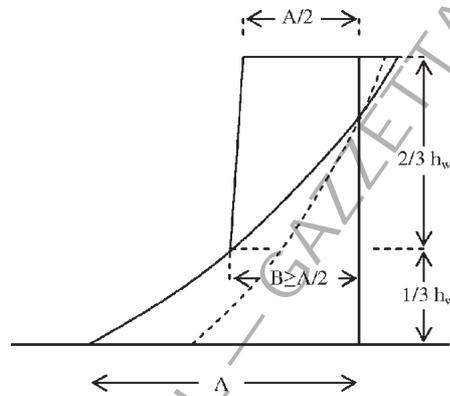


Figura 7.4.2 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD "A" il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo  $\gamma_{rd}=1,2$  ed indicando con  $M_{Ed}$  ed  $M_{Rd}$  i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con  $T_1$  periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con  $S_e(T)$  l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al  $\pm 50\%$  della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

#### 7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, 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 ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete  $h_w$ .

##### 7.4.4.5.2.1 Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD"B" e il 35% in CD"A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

##### 7.4.4.5.2.2 Taglio

Per le strutture in CD"B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD"A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

##### Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

##### Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{T,d} / (V_{T,d} \cdot l_w)$  in cui  $l_w$  è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di  $\alpha_s$ .

Se  $\alpha_s \geq 2$ , la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.15)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{1,c} \quad (7.4.16)$$

in cui  $\rho_h$  e  $\rho_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $f_{yd,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali,  $b_w$  è lo spessore dell'anima,  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),  $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

##### Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (7.4.17)$$

dove  $V_{Rd,S}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.18)$$

nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spintotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (7.4.19)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum \Lambda_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (7.4.20)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum \Lambda_{sj} \cdot f_{yd} + N_{fnd} \right) \cdot \xi + M_{fnd}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wc} \end{array} \right. \quad (7.4.21)$$

dove  $\eta$  è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui  $\alpha_t=0,60$ ),  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,  $\xi$  l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,  $\Lambda_{sj}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\phi_i$ .

Per le pareti tozze deve risultare  $V_{id} > V_{fd}/2$ .

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo  $V_{Ed}$ .

#### 7.4.4.6 Travi di accoppiamento dei sistemi a pareti

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (7.4.22)$$

essendo  $b$  la larghezza e  $d$  l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad  $\Lambda_s$ , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 \Lambda_s f_{yd} \cdot \sin \phi \quad (7.4.23)$$

essendo  $\phi$  l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

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

#### 7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede 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.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

#### 7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di  $q_0$  per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

**Tabella 7.4.II** – Valori di  $q_0$  per strutture prefabbricate

Tipologia	$q_0$	
	CD"B"	CD"A"
Struttura a pannelli	3,0	4,0 $\alpha_0/\alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di struttura adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di struttura complessivo  $q$  possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento  $\mu_s$ .

Il fattore  $q$  deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.2 e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.3.

#### 7.4.5.2 Collegamenti

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

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

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un vincolo

scorrevole. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino 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 deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo fisso (rigido o elastico). 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 sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

#### **7.4.5.2.1**    *Indicazioni progettuali*

##### **Strutture intelaiate**

###### *Collegamenti tipo a)*

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona critica, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze di cui al § 7.4.4. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per strutture in CD"B", un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD"A".

###### *Collegamenti tipo b)*

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti nel § 7.4.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD"B", un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD"A".

Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni.

Per strutture in CD"A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone critiche.

###### *Collegamenti tipo c)*

Prévia dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera e che soddisfi le prescrizioni di cui al § 7.4.4, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

L' idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD "A" e "B" può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura  $q$ , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi.

#### **Strutture a pilastri isostatici**

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD "A", e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD "B";
- la forza di taglio derivante dall' analisi con una azione sismica valutata con  $q = 1$ .

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_c^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.24)$$

nella quale:

$d_c$  è lo spostamento relativo dovuto all' azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall' apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al § 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

$d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).

#### **7.4.5.2 Valutazione della resistenza**

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.3.1.1, 4.2.3.1.4 o 4.2.7.2.2 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l' attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Gli elementi di acciaio connessi agli elementi di calcestruzzo possono essere considerati nel contributo alla resistenza sismica se capaci di resistere a deformazioni cicliche per il livello atteso di duttilità.

#### **7.4.5.3 Elementi strutturali**

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

##### **Pilastri**

Sono permesse connessioni pilastro-pilastro all' interno delle zone critiche solo per strutture in CD "B".

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d' incastro.

##### **Pareti di pannelli prefabbricati**

Deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Tale requisito si ritiene soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio.

Nella verifica delle connessioni orizzontali la forza assiale di trazione deve essere portata da un'armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli sopra- e sottostanti. Per le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

### **Diaframmi**

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

## **7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in c.a. gettate in opera che alle strutture in c.a. prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche
- limitazioni di armatura

### **7.4.6.1 Limitazioni geometriche**

#### **7.4.6.1.1 Travi**

La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20$  cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte  $b_c$ , essendo  $b_c$  la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della trave deve essere  $\geq 0,25$ .

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

#### **7.4.6.1.2 Pilastri**

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $>0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

#### 7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

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

#### 7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

### 7.4.6.2 Limitazioni di armatura

#### 7.4.6.2.1 Travi

##### Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_j$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(b \cdot h)$  oppure ad  $A_j/(b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere  $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$  e comunque  $\geq 0,25 \rho$ .

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad I,

entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno  $\frac{1}{4}$  della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere  $\leq \alpha_{bL}$  volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1+0,8v_d}{1+0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1+0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove:  $v_d$  è la forza assiale di progetto normalizzata;

$k_D$  vale 1 o  $\frac{2}{3}$ , rispettivamente per CD "A" e per CD "B";

$\gamma_{Rd}$  vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD "A" e per CD "B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

#### Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a  $135^\circ$  prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

#### 7.4.6.2.2 Pilastri

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

#### Armature longitudinali

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

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

#### Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{ydl}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{ydl}} & \text{per CD"A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

#### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe,  $c$   $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $\bar{b}_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $\bar{b}_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

#### 7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata"  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta  $l$  della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra  $1/2$  altezza ed  $1/2$  larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

#### 7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

## 7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale  $\gamma_{Rd}$ , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

### 7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale,  $\gamma_{Rd}$ , è definito come il rapporto fra il valore medio  $f_{y,m}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella Tab. 7.5.I;

Tabella 7.5.I - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

Se la tensione di snervamento  $f_{yk}$  dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla  $f_{y,max}$  dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere  $\gamma_{Rd}=1,00$ .

### 7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

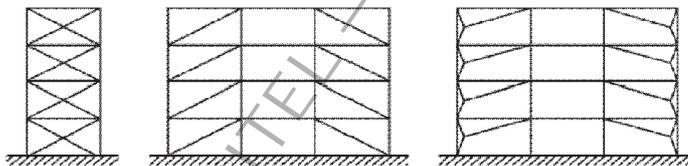
#### 7.5.2.1 Tipologie strutturali

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

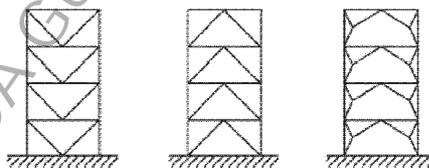
- strutture intelaiate:** composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna,

dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

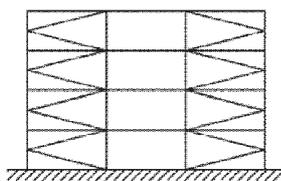
- b) **Strutture con controventi concentrici:** nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):
- b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.
- b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici:** nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come 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 inverso:** costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature:** costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



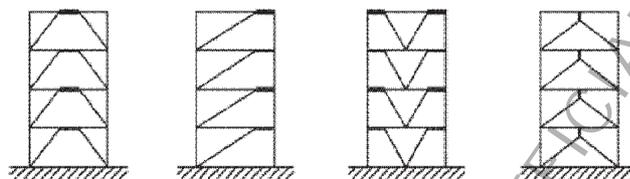
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



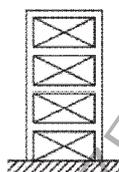
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

**Figura 7.5.1.** - Tipologie strutturali

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al § 7.4.

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.

### 7.5.2.2 Fattori di struttura

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo di riferimento per  $q_c$  è indicato in Tab. 7.5.II.

**Tabella 7.5.II** – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate		
c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_d/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_d/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_d/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di  $q_0$  sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

In particolare, essi richiedono collegamenti progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sfruttamento delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito si può ritenere soddisfatto se sono rispettate le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.4.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

- edifici a un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$

### 7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente resistenza, determinata come precisato nel § 4.2.2.2.

#### 7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore  $b/t$  secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura  $q_0$  usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tab. 7.5.III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di  $q_0$

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura $q_0$	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

#### 7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

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. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad (7.5.1)$$

essendo  $A$  l'area lorda e  $A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo e i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

### 7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

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

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{Tj,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove:

$R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del § 4.2;

$R_{Tj,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

## 7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

### 7.5.4.1 Travi

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$  è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$  è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equivalenti  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessio-torsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

### 7.5.4.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,C} + 1, I\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,T} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza;

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo  $M_{Ed,i}$  il momento flettente di progetto della  $i$ -esima trave in condizioni sismiche e  $M_{pl,Rd,i}$  il corrispondente momento plastico.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

#### 7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.11)$$

dove  $\gamma_{RD}=1,3$  per strutture in classe CD "A" e 1,1 per CD "B",  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

#### 7.5.4.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3. In particolare, il momento flettente resistente del collegamento,  $M_{j,Rd}$ , trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.12)$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente della trave collegata e  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovra-resistenza indicato nella tabella 7.5.1.

#### 7.5.4.5 Pannelli nodali

Nei nodi trave-colonna, i pannelli d'anima delle colonne devono possedere una resistenza sufficiente e consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura a telaio, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna.

La forza di taglio agente sul pannello d'anima del nodo trave-colonna deve essere determinata assumendo la completa plasticizzazione delle travi in esso convergenti secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

#### 7.5.4.6 Collegamenti colonna-fondazione

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata.

In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{c,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad (7.5.13)$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  è fornito nel §7.5.1.

### 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d/t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi a V.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli

effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrare che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a  $N_{pl,Rd}$  nelle diagonali tese e a  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  nelle diagonali compresse, essendo  $\gamma_{pb} = 0,30$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.

#### 7.5.5.1 Resistenza dei collegamenti

I collegamenti delle diagonali di controvento alle altre parti strutturali devono essere progettati secondo quanto esposto in § 7.5.3.3.

### 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione 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. In relazione alla lunghezza "c" dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{«corti»}: c \leq 0,8(1+\alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{«intermedi»}: 0,8(1+\alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < c < 1,5(1+\alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{«lunghi»}: c \geq 1,5(1+\alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15c)$$

dove  $M_{1,Rd}$  e  $V_{1,Rd}$  sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione,  $\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell'elemento di connessione<sup>6</sup>. Per le sezioni ad I il momento resistente,  $M_{1,Rd}$ , ed il taglio resistente,  $V_{1,Rd}$ , dell'elemento di connessione sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad (7.5.16)$$

$$V_{1,Rd} = \frac{I_v}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad (7.5.17)$$

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  presente nell'elemento di connessione supera il 15% della resistenza plastica a sollecitazione assiale della sezione dell'elemento,  $N_{pl,Rd}$ , va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{1,Rd}$ , e flessione,  $M_{1,Rd}$ , dell'elemento di connessione.

L'angolo di rotazione rigida  $\theta_p$  tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

<sup>6</sup> Quando  $\alpha=1$  i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08\text{rad} \quad (7.5.18a)$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02\text{rad} \quad (7.5.18b)$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.

La resistenza ultima degli elementi di connessione ( $M_u$ ,  $V_u$ ), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'altezza della tensione di snervamento, è maggiore di  $M$  e  $V$ . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$\text{«corti»}: \begin{aligned} M_u &= 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \\ V_u &= 1,5 \cdot V_{l,Rd} \end{aligned} \quad (7.5.19a)$$

$$\text{«lunghi»}: \begin{aligned} M_u &= 1,5 \cdot M_{l,Rd} \\ V_u &= 2 \cdot \frac{M_{l,Rd}}{c} \end{aligned} \quad (7.5.19b)$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti di sovra-resistenza  $\Omega_i$ , calcolati per tutti gli elementi di collegamento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%. I coefficienti  $\Omega_i$  degli elementi «link» sono definiti secondo le formule seguenti

$$\text{«lunghi» ed «intermedi»}: \Omega_i = 1,5 \cdot M_{l,Rd,i} / M_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

$$\text{«corti»}: \Omega_i = 1,5 \cdot V_{l,Rd,i} / V_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono momento e taglio resistenti dell'elemento di collegamento,  $M_{Ed,i}$  e  $V_{Ed,i}$  sono le sollecitazioni di calcolo ottenute dalla combinazione sismica. Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate come indicato in §7.5.5, in cui  $\Omega_i$  è il minimo tra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{l,Rd,i} / M_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo fra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{l,Rd,i} / V_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «corti».

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flesso-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare  $1,5 b_p$  dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b_f/2) - t_w$ .

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st} f_y$ , essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st} f_y / 4$ .

#### 7.5.6.1 Resistenza dei collegamenti

Si applica quanto esposto in § 7.5.3.3, intendendo con il termine  $R_{pl,Rd}$  la resistenza plastica sviluppata dall'elemento di connessione.

## 7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

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 solo acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui al § 4.3 delle presenti norme, per le combinazioni di carico non sismiche, e con riferimento ai paragrafi successivi del presente capitolo per le combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Ai fini dei criteri di dimensionamento si applicano le indicazioni del § 7.2.1.

### 7.6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.6.1.1 Calcestruzzo

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25.

Nella progettazione, nel campo di applicazione delle presenti norme, non è consentito l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50.

#### 7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.3.2.1 delle presenti norme; l'uso dell'acciaio B450A è consentito nei soli casi previsti nel § 7.4.2.2.

#### 7.6.1.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 7.5 e al § 11.3.4. delle presenti norme.

### 7.6.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

#### 7.6.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) strutture intelaiate;
- b) strutture con controventi concentrici realizzati in acciaio strutturale;
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali gli elementi di connessione, attraverso la plasticizzazione dei quali avviene la dissipazione, devono essere realizzati in solo acciaio strutturale;
- d) strutture a mensola o a pendolo inverso;

e) strutture intelaiate controventate

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte.

#### 7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6 per quanto riguarda il valore di riferimento  $q_0$  del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo.

#### 7.6.3 RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA

La rigidezza elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione  $n = E_a/E_{cm} = 7$ , essendo  $E_{cm}$  il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato,  $I_1$ , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione, va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace, determinata come al § 7.6.5.1.1.

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata  $I_2$ , calcolato assumendo fessurato il calcestruzzo ed attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura collocata nella larghezza efficace.

#### 7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

##### 7.6.4.1 Criteri di progetto per strutture dissipative

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.

Nel caso di comportamento tipo b) di cui al § 7.6, la resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica secondo quanto indicato nel § 7.5. In tutti i casi in cui la zona dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento alle regole specifiche riportate nel presente documento ed 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 non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata sovrarresistenza.

##### 7.6.4.2 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ( $F_{pl,Rd}$ ) e del limite superiore ( $F_{u,Rd}$ ) della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative ( $F_{pl,Rd}$ ) va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto degli elementi dissipativi, per cui deve risultare  $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$ , essendo  $E_{Sd}$  il valore della caratteristica della sollecitazione relativa alla combinazione di carico sismica.

Il limite superiore della resistenza delle zone dissipative ( $F_{u,Rd}$ ) 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:  $E_{c,Rd} = 1,1 \gamma_{Rd} E_{pl,Rd}$ , con  $\gamma_{Rd}$  definito nel § 7.5.1.

### 7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative

I fenomeni di plasticizzazione durante l'evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.IV).

Per il progetto dei collegamenti deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad (7.6.1)$$

dove:  $R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, valutato come indicato al precedente § 7.6.4.2.

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. La progettazione delle armature longitudinali nel calcestruzzo delle zone nodali deve essere effettuata con modelli che soddisfino l'equilibrio.

Nei nodi trave-colonna caratterizzati da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la resistenza a taglio del pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello in acciaio. In particolare, se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40% la resistenza a taglio si ottiene sommando i due contributi resistenti forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo

$$V_{wp,Rd} = 0,8 \cdot (V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}) \quad (7.6.2)$$

dove  $V_{wp,s,Rd}$  è il contributo resistente del pannello d'anima in acciaio calcolato secondo i metodi indicati nel § 4.2,  $V_{wp,c,Rd}$  è il contributo resistente a taglio fornito dal calcestruzzo che deve essere determinato utilizzando appropriati modelli resistenti a puntone tipici delle strutture in calcestruzzo. Lo sforzo di taglio di progetto  $V_{wp,Sd}$ , con cui confrontare la resistenza di progetto  $V_{wp,Rd}$ , è calcolato considerando le forze su di esso applicate e tenendo in conto lo sviluppo delle resistenze plastiche degli elementi "dissipativi" in esso convergenti, quali le travi composte.

### 7.6.5 REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

Nelle zone dissipative il rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle ali deve rispettare i seguenti limiti:

- per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6.
- per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i valori dei rapporti larghezza-spessore per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla Tab. 7.6.I

**Tabella 7.6.I** - Valori limite della snellezza per i profilati metallici.

Valore di riferimento del fattore di struttura $q_0$	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita di calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali $c/t_f$ :	14 $\varepsilon$	9 $\varepsilon$
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: $h/t$ limite	38 $\varepsilon$	24 $\varepsilon$
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: $d/t$ limite	85 $\varepsilon^2$	80 $\varepsilon^2$

Nella Tab. 7.6.1 è  
 $\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$

$c/t_f$  è il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

$d/t$  ed  $h/t$  sono i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

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 non inferiore a 250 mm.

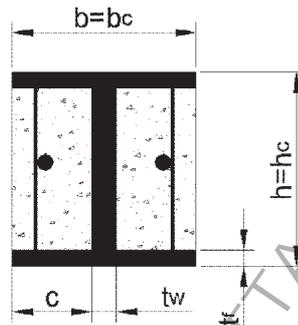


Figura 7.6.1 - Rapporti dimensionali

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

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze o le verifiche di resistenza, 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 a taglio per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta, calcolati secondo quanto indicato in §4.3.

#### 7.6.5.1 Travi con soletta collaborante

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione  $N/N_f$ , definito al § 4.6.5.2.1., deve risultare non inferiore a 0,8 e la resistenza complessiva dei connettori a taglio nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla resistenza plastica delle armature longitudinali.

La resistenza di calcolo dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.6.5.4, applicando un fattore di riduzione 0,75.

Nelle zone dissipative soggette a momento positivo va controllato il rapporto  $x/d$  dato da:

$$x/d < \varepsilon_{cu}(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a) \quad (7.6.3)$$

nella quale:

- $x$  è la profondità dell'asse neutro a rottura,
- $d$  è l'altezza totale della sezione composta;
- $\varepsilon_{cu}$  è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;

- $\varepsilon_a$  è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto  $x/d$  soddisfa i limiti riportati in Tab. 7.6.II.

**Tabella 7.6.II** - Valori limite del rapporto  $x/d$  per le travi composte, al variare del fattore  $q_0$ .

$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>1,5 &lt; <math>q_0</math> ≤ 4</b>	<b><math>q_0 &gt; 4</math></b>
	$(x/d)_{\text{limite}}$	$(x/d)_{\text{limite}}$
<b>235</b>	0,36	0,27
<b>275</b>	0,32	0,24
<b>355</b>	0,27	0,20

#### 7.6.5.1.1 Definizione della larghezza efficace delle travi composte

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

La larghezza collaborante  $b_{\text{eff}}$  si determina con le modalità indicate nel § 4.3.2.3 e si ottiene come somma delle due aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ai due lati dell'asse della trave e della larghezza  $b_c$  impegnata direttamente dai connettori.

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.6.4)$$

Ciascuna aliquota  $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle Tab. 7.6.III e 7.6.IV e non deve superare, rispettivamente, la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio, sono riportati i valori della larghezza efficace parziale  $b_{ei}$  da utilizzare nella analisi elastica della struttura (momento d'inerzia/rigidità flessionale) – Tab. 7.6.III – e per il calcolo dei momenti plastici – Tab. 7.6.IV.

I termini utilizzati sono definiti nella Fig. 7.6.2. Nella Tab. 7.6.IV con  $b_{\text{magg}}$  viene individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle piattabande delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza  $b_c$  della colonna.

#### 7.6.5.2 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Fig. 7.6.1, può ritardare l'insorgere dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tab. 7.6.I per le piattabande possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale,  $s$ , minore della lunghezza netta,  $c$ , della piattabanda,  $s/c < 1,0$ . In particolare:

- per  $s/c \leq 0,5$ , i limiti di Tab. 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;
- per  $0,5 < s/c < 1,0$  si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

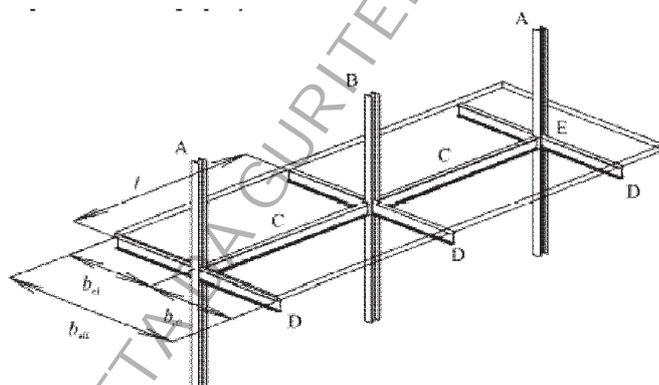
I valori minimi dell'interasse delle staffe necessario per poter assicurare all'elemento composta una buon comportamento sotto azioni sismiche sono ricavati dalle limitazioni presentate in § 7.6.5.3

**Tabella 7.6.III** - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale..

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale $b_{ei}$
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per $M^-$ : $0,05 L$
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per $M^+$ : $0,0375 L$
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per $M^-$ : $0$ Per $M^+$ : $0,025 L$

**Tabella 7.6.IV** - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico.

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale $b_{ei}$
Negativo, $M^-$	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	$0,10 L$
Negativo, $M^-$	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	$0,10 L$
Negativo, $M^-$	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	$0$
Positivo, $M^+$	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	$0,075 L$
Positivo, $M^+$	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$0,075 L$
Positivo, $M^+$	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, $M^+$	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

**Figura 7.6.2** - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

### 7.6.5.3 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Nelle strutture intelaiate le zone critiche delle colonne sono entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera delle colonne, e nei sistemi di controventi eccentrici le porzioni di colonna adiacenti agli elementi di connessione. Per la loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

La presenza di armatura trasversale nelle zone dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico quando disposta secondo un interasse  $s$  minore della larghezza  $c$  della piattabanda del profilo. In particolare, possono essere seguite le indicazioni fornite in § 7.6.5.2 che permettono di modificare i valori limite della snellezza delle piattabande dei profilati metallici.

Nelle zone prossime agli elementi dissipativi, in genere in sommità ed alla base dei pilastri, deve essere disposta un'armatura trasversale, in grado di produrre un efficace effetto di confinamento sul calcestruzzo, con un interasse che non deve eccedere il minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 175 mm oppure 8 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna. Tale interasse nei pilastri del livello più basso è da assumere pari al minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 150 mm oppure 6 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna.

Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e comunque pari al massimo dei seguenti valori: 6 mm e a 0,35 volte il diametro massimo minimo delle armature longitudinali moltiplicato per  $(f_{ydf}/f_{ydw})^{0,5}$  essendo  $f_{ydf}$  e  $f_{ydw}$  le tensioni di progetto della piattabanda  $c$  dell'armatura.

### 7.6.5.4 Colonne composte riempite di calcestruzzo.

I profilati metallici devono rispettare i rapporti dimensionali riportati in Tabella 7.6.I. 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.

## 7.6.6 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

### 7.6.6.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al punto 7.6.3. 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,  $EI_1$  in presenza di calcestruzzo soggetto a compressione,  $EI_2$  in presenza di calcestruzzo soggetto a sforzi di trazione.

In alternativa è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave,  $I_{eq}$ , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2. \quad (7.6.5)$$

La rigidità flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_C = 0.9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s) \quad (7.6.6)$$

nella quale  $E$  e  $E_{cm}$  sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo;  $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature, rispettivamente. Il coefficiente di riduzione  $r$  dipende dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

**7.6.6.2 Regole di dettaglio per travi e colonne**

Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flesso-torsionale in accordo con il § 4.6.4.5 assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità dell'elemento.

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Per le travi si applicano le formule di verifica di cui al paragrafo § 7.5.4.1 della presente norma.

Ai fini della verifica delle colonne si applicano le regole di cui al paragrafo § 7.5.4.2 della presente norma.

**7.6.6.3 Collegamenti trave-colonna**

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto 7.5.4.3.

**7.6.6.4 Gerarchia trave-colonna**

Per assicurare lo sviluppo delle cerniere plastiche secondo la configurazione prevista occorre definire un meccanismo dissipativo che assicuri una richiesta locale di duttilità compatibile con gli elementi strutturali coinvolti, eliminando perciò meccanismi di piano soffice. Tale requisito si considera soddisfatto se, dopo aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.6.7)$$

dove  $\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $1,10$  per le strutture in CD "B", con le regole applicative e il significato dei simboli dati in § 7.5.4.3,  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

**7.6.6.5 Collegamenti colonna-fondazione**

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto § 7.5.4.6.

**7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER 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.

A tal fine occorre rispettare le regole di progetto e di dettaglio di cui al § 7.5.5.

**7.6.8 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI**

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia sia localizzata nei link e abbia luogo per plasticizzazione a taglio e/o a flessione dello stesso.

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

Il controllo del meccanismo di collasso va eseguito con riferimento al punto § 7.5.6.

## 7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- duttilità statica: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- nodi semi-rigidi: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- nodi rigidi: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- nodi di carpenteria: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

### 7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti 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.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti; le membrature lignee debbono essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura  $q$  non superiore ad 1,5.

### 7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.4; con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto al Cap. 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), 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 garantiscono 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.

Quanto richiesto nel precedente capoverso (a) può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato nel successivo § 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a  $650 \text{ kg/m}^3$  e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) l'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento (europea o nazionale) per le strutture in acciaio;
- b) le caratteristiche di duttilità delle connessioni tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi intelaiati di legno per le classi di duttilità A o B (si veda il successivo § 7.7.3) devono essere verificate mediante prove sperimentali per controllare il soddisfacimento di quanto richiesto nel successivo § 7.7.3.

### 7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD "A" o "B". Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD "A" o "B" si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .

Nella Tab. 7.7.1 sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

**Tabella 7.7.1 - Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi  $q_0$  per le classi di duttilità**

Classe		$q_0$	Esempi di strutture
<b>A</b>	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
<b>B</b>	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti
			Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, travi reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si deve dunque assegnare un fattore di struttura  $q_0$  non superiore a 1,5.

Si assume sempre  $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura  $q$  superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD "B" e pari a 6 per le strutture in CD "A", senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

- i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro  $d$  non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di  $10d$ ;
- nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a  $4d$  e con diametro  $d$  dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a  $8d$  per il caso a) e a  $3d$  per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente  $q_0$  con i valori massimi presentati in Tab. 7.7.II.

**Tabella 7.7.II** - Tipologie strutturali e valori ridotti del fattore di struttura massimo  $q_0$ .

Tipologie strutturali	$q_0$
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Panelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti rispetto alle due direzioni orizzontali ortogonali di verifica sismica, si possono utilizzare valori differenti del fattore di struttura  $q_0$  per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni.

#### 7.7.4 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 degli elementi resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità; possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

- sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, § 7.7.7.2;
- eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.

#### 7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

##### 7.7.5.1 Generalità

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in accordo con il principio di comportamento dissipativo (CD "A" e "B").

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.

#### **7.7.5.2 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.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

#### **7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati**

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.4, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;
- c) 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.

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 (per esempio le pareti di controvento) si deve assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

#### **7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA**

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

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, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.4, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

### 7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

#### 7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro  $d$  superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

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).

#### 7.7.7.2 Disposizioni costruttive per gli impalcati

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione  $h/b \leq 4$ .

In siti caratterizzati da un valore  $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$ , particolare attenzione deve essere posta alla spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità.

COPIA TRATTA DA GURITEL — GAZZETTA UFFICIALE ONLINE